

Penkereiden stabiliteetin laskentaohje



Penkereiden stabiliteetin laskentaohje

Liikenneviraston ohjeita 14/2018

Kannen kuva: Ramboll Finland Oy

Verkkojulkaisu pdf (www.liikennevirasto.fi)

ISSN-L 1798-663X

ISSN 1798-6648

ISBN 978-952-317-629-4

Liikennevirasto

PL 33

00521 HELSINKI

Puhelin 0295 34 3000

Tekniikka- ja ympäristöosasto

10.12.2018

LIVI/9582/06.04.01/2018

Vastaanottaja

Säädösperusta
Maantielaki, Ratalaki

Korvaa
Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet
(RHK B15, 2005)

Kohdistuvuus
Liikenneväylien suunnittelu ja toteutus

Voimassa
17.12.2018

Asiasanat

Tiet, radat, penkereet, stabiliteetti, vakavuus, geotekniikka, suunnittelu, suunnitteluohjeet

Penkereiden stabiliteetin laskentaohje

Liikenneviraston ohjeita 14/2018

Tätä ohjetta noudatetaan teiden ja ratojen sekä muiden penkereiden stabiliteetti laskelmissa ja lähtötietojen määrittelyssä laskelmia varten. Ohje kattaa sekä uusien että nykyisten penkereiden laskennalliset tarkastelut. Ohjeen luvussa 1 määritellään ohjeen asema suhteessa Liikenneviraston muihin geotekniikan ohjeisiin.

Tekninen johtaja

Markku Nummelin

Geoasiantuntija

Panu Tolla

*Ohje hyväksytään sähköisellä allekirjoituksella.
Sähköisen allekirjoituksen merkintä on viimeisellä sivulla.*

LISÄTIETOJA
Panu Tolla
Liikennevirasto
puh. 0295 34 3501

Esipuhe

Tämän julkaisun tarkoitus on esittää Liikenneviraston käytäntö penkereiden stabiliteettilaskennassa. Ohje on tarkoitettu suunnitteluun ja suunnitelmien tarkastukseen.

Pohjana ohjeelle on ollut vuonna 2005 julkaistu ohje Radan stabiliteetin laskenta, olemassa olevat penkereet (Ratahallintokeskuksen julkaisuja B15). Vanhaan ohjeeseen verrattuna rajausta on laajennettu koskemaan kaikkia Liikenneviraston toimialaan kuuluvia penkereitä (tie-, rata-, ym. penkereet; sekä uudet että vanhat penkereet). Samalla ohjeen sisältöä on päivitetty ja muokattu laajasti perustuen vanhan ohjeen RHK B15 julkaisun jälkeen kerättyihin uuteen tutkimustietoon ja käytännön kokemuksiin.

Ohjeen pääasiallisen kirjoitustyön ovat tehneet Ville Lehtonen (Ramboll Finland Oy) ja Juho Mansikkamäki (Pöyry Finland Oy). Työryhmässä mukana ovat olleet Seppo Hakala (VR Track Oy), Jaakko Heikkilä (Liikennevirasto), Tim Länsivaara (TTY), Erkki Mäkelä (Liikennevirasto), Jari Nousiainen (A-Insinöörit Oy) sekä Panu Tolla (Liikennevirasto).

Helsingissä joulukuussa 2018

Liikennevirasto
Väylänpito, Tekniikka- ja ympäristöosasto

Merkinnät

c'	tehokas koheesio (kPa)
F	kokonaisvarmuus
F	hienousluku (%)
K_o	lepopaine kerroin
$N_{kt}, N_{\Delta u}$	CPTU-kairauksen kärkikertoimia
p'	tehokas keskimääräinen jännitys, $p' = (\sigma'_1 + \sigma'_2 + \sigma'_3)/3$ (kPa)
q	deviatorinen jännitys, $q = \sigma'_1 - \sigma'_3$ (kPa)
q_{app}	ulkoinen kuorma (kPa)
q_t	CPTU-kairauksen mitattu kärkivastus (kPa, MPa)
r_{uq}	huokospaine kerroin ulkoiselle kuormalle
r_u'	huokospaine kerroin maan leikkautumiselle
S_u	suljettu leikkauslujuus (kPa)
S_{uA}	suljettu leikkauslujuus aktiivileikkauksessa (kPa)
S_{uD}	suljettu leikkauslujuus suorassa leikkauksessa (kPa)
S_{uP}	suljettu leikkauslujuus passiivileikkauksessa (kPa)
ΔS_u	suljetun leikkauslujuuden muutos syvyyden kasvaessa (kPa/m)
u	huokosvedenpaine (kPa)
u_{ey}	maan leikkautumisen suljetussa tilassa aiheuttama huokosvedenpaine (kPa)
u_q	ulkoisen kuorman suljetussa tilassa aiheuttama huokosvedenpaine (kPa)
w	vesipitoisuus (%)
w_L	juoksuraja (%)
ε	suhteellinen muodonmuutos
λ/k	HSU-menetelmän plastisuusparametri
μ	redusointikerroin
σ'_c	tehokas (pystysuora) esikonsolidaatiojännitys (kPa)
σ_n	kokonaisnormaalijännitys liukupinnalla (kPa)
σ'_{vo}	vallitseva tehokas pystyjännitys (kPa)
σ_{vo}	vallitseva kokonaispystyjännitys (kPa)
φ'	tehokas kitkakulma (°)
ADP	Active-Direct-Passive. Lujuus määritetään erikseen aktiivi-, suorassa ja passiivileikkauksessa. Esim. maamallissa NGI-ADP.
CIUC	Consolidated-isotropic-undrained-compression. Kolmiakselialinen isotrooppisesti konsolidoitu suljettu puristuskoe.
CAUC	Consolidated-anisotropic-undrained-compression. Kolmiakselialinen anisotrooppisesti konsolidoitu suljettu puristuskoe.
DSS	Direct simple shear. Edistynyt koetyyppi, jossa konsolidoitu maanäyte leikataan vaakasuunnassa.
FEM	Finite element method. Elementtimenetelmä.
HSU	Hybrid su. Laskentamenetelmä, jolla voidaan määrittää anisotrooppinen suljettu leikkauslujuus esim. lamellimenetelmällä tehtäv stabiiliteettilaskentaa varten.
LEM	Limit equilibrium method. Lamellimenetelmä.
OCR	Overconsolidation ratio. Ylikonsolidaatioaste, $OCR = \sigma'_c / \sigma'_{vo}$
POP	Pre-overburden pressure. Esikonsolidaatiojännityksen ja vallitsevan tehokkaan jännityksen erotus, $POP = \sigma'_c - \sigma'_{vo}$ (kPa)

Sisällysluettelo

1	JOHDANTO	7
1.1	Soveltamisala ja rajaukset	7
1.2	Ohjeen asema ja liittyminen muihin ohjeisiin	7
1.3	Osavarmuus- ja kokonaisvarmuusmenettely	7
1.4	Mitoitustilanteet	8
1.5	Kuormat	9
2	POHJATUTKIMUKSET	10
2.1	Kenttätutkimukset	10
2.1.1	CPTU-kairaus	10
2.1.2	Siipikairaus	11
2.1.1	Maalajiin, tiiveyteen ja maatumisasteeseen perustuva lujuuden määrittäminen	13
2.1.2	Näytteenotto	13
2.2	Laboratoriotutkimukset	14
2.2.1	Tarvittavat laboratoriotutkimukset	14
2.2.2	Luokituskokeet	15
2.2.3	Ödometrikokeet	15
2.2.4	Suljetun leikkauslujuuden määrittäminen (laboratoriokokeet)	16
2.2.5	Tehokkaiden lujuusparametrien määrittäminen	16
2.2.6	Kolmiaksaalikokeiden ohjeistaminen laboratoriolle	18
3	STABILITEETILASKENTA	20
3.1	Yleistä	20
3.2	Käytettävät laskentamenetelmät ja liukupinnat	22
3.3	Laskenta kokonaisjännityksillä ($\varphi = 0$)	24
3.3.1	Mitattuun suljetun leikkauslujuuden profiiliin perustuva laskenta	24
3.3.2	Mallinnettuun suljetun leikkauslujuuden profiiliin perustuva laskenta	24
3.3.3	Korrelaatioiden hyödyntäminen	24
3.3.4	Lujittuminen penkereen alla	25
3.3.5	Kuivakuori	27
3.4	Laskenta tehokkailla jännityksillä ($\varphi' - c'$)	29
3.4.1	Yleistä	29
3.4.2	Avoimen tilan laskenta	29
3.4.3	Suljetun tilan $\varphi' - c'$ -laskenta	31
4	POHJANVAHVISTUKSET	33
5	TEHTÄVÄT ERI SUUNNITTELUVAIHEISSA	36
5.1	Tarveselvitysvaihe	36
5.2	Yleis-, rata-/tie- ja rakennussuunnitelmavaihe	36
	LÄHTEET	38
	LIITTEET	
Liite 1	Suljetun leikkauslujuuden tulkinta CPTU-kairauksesta	
Liite 2	Anisotrooppisen suljetun leikkauslujuuden määrittäminen ja käyttö lamellimenetelmissä	
Liite 3	Stabiliteettilaskenta elementtimenetelmällä	
Liite 4	Louhinta- ja tiivistystärinän huomiointi	

1 Johdanto

1.1 Soveltamisala ja rajaukset

Tämä ohje on tarkoitettu ohjeeksi penkereiden stabiliteettilaskentaa varten. Ohjetta noudatetaan penkereiden suunnittelussa niiden käyttötarkoituksesta riippumatta. Patoina toimivien penkereiden osalta ohje ei kuitenkaan käsittele yksityiskohtaisesti niihin olennaisesti kuuluvan huokospainetilan mallintamista, vaan ohje keskittyy kokonaisstabiliteetin laskennan peruseräpäätteisiin. Tämän ohjeen ei ole tarkoitus olla kaiken kattava oppikirja, vaan suunnittelijalla oletetaan olevan riittävä geotekniikan oppi- ja teoriapohja.

Ohje kattaa sekä uusien että olemassa olevien penkereiden stabiliteettilaskennan. Olemassa olevilla ("vanhoilla") penkereillä tarkoitetaan penkereitä, joissa pohjamaan kuormituksesta syntynyt huokospaine on penkereen alla tasaantunut siten, että tehokkaat jännitykset ovat kasvaneet penkereen aiheuttamaa kokonaisjännityslisäystä vastaavasti tai lähelle sitä.

Ohjeessa ei käsitellä kaivettujen leikkausluiskien tai luonnonluiskien stabiliteettia.

Vaikka ohje rajoittuu penkereen stabiliteettilaskennan ohjeistamiseen, tulee suunnittelua tehtäessä määrittää vaikutukset penkereen ja ympäristön painumiin ja siirtymiin, ellei niitä ole erikseen rajattu toimeksiantoon kuulumattomiksi.

1.2 Ohjeen asema ja liittyminen muihin ohjeisiin

Ohjetta käytetään suunnittelun apuna muiden ohjeiden ja määräysten ohella. Tämä ohje täydentää muita geoteknistä suunnittelua koskevia Liikenneviraston ohjeita, erityisesti Eurokoodia 7 ja sen kansallista liitettä (LVM) stabiliteettilaskennan osalta.

Geoteknisessä suunnittelussa Liikenneviraston hankkeissa sovellettavien määräysten ja ohjeiden pätemisjärjestys on esitetty Liikenneviraston Eurokoodi 7:n soveltamisohjeessa NCCI 7 (LO 13/2017).

Tässä ohjeessa esitetään täsmennykset ohjeisiin RATO 3 ja Tien geotekninen suunnittelu (LO 10/2012).

1.3 Osavarmuus- ja kokonaisvarmuusmenettely

Penkereiden stabiliteettilaskennan tarkoituksena on selvittää, onko rakenteen varmuus pohjamaan murtumista vastaan riittävä. Uusien penkereiden stabiliteetti tarkistetaan aina. Vanhojen penkereiden stabiliteetti tulee tarkistaa aina suunnittelun yhteydessä, kun rakennetta uusitaan, muutetaan tai korjataan, mitoituskuormat

muuttuvat, penger on suunnittelutöiden vaikutusalueella, sekä jos käytön aikana on syytä epäillä riittämätöntä stabiliteettia.

Riittävä varmuus pohjamaan murtumista vastaan todetaan osavarmuusmenettelyllä. Osavarmuusmenettelyn lisäksi on suositeltavaa tehdä laskenta kokonaisvarmuuslaskennalla, jossa käytetään kuormien ja lujuuksien ominaisarvoja. Syy tähän on se, että ominaisarvojen käyttö laskennassa antaa parhaan kuvan maan murtomekanismista, jännitystilasta ja siirtymistä. Vaarallisimman liukupinnan sijainti on suositeltavaa tarkistaa kokonaisvarmuuslaskelmalla.

Jos laskenta tehdään elementtimenetelmällä, tehdään tuloksen oikeellisuuden varmistamiseksi (mm. suuruusluokkatarkastelu) myös vastaava laskelma lamellimenetelmää käyttäen.

Siirtymät tarkastellaan käyttörajatilassa, jolloin mitoitusparametrien ominaisarvoihin ei kohdisteta varmuuskerrointa tai varmuuskertoimen arvo on 1,0. Ominaisarvo määritellään SFS-EN 1997-1 mukaan. Aina, kun siirtymätarkastelu on tarpeen tehdä tavanomaista tarkemmin, tulee tehdä mitoitusparametrien herkkyystarkastelu.

1.4 Mitoitustilanteet

Hienorakeisilla pohjamailla (savi, siltti) sijaitsevien penkereiden stabiliteettilaskennassa voidaan erottaa suljetun tilan varmuus ja avoimen tilan varmuus. Suljettu tilanne vastaa tilannetta heti kuorman lisäyksen jälkeen (kuormituksen ja maan leikkautumisen aiheuttama huokosveden ylipaine, vakio tilavuus). Vastaavasti avoin tilanne vastaa tilannetta huokosveden ylipaineen purkautumisen ja primaarikonsolidaation jälkeen.

Hienorakeisilla pohjamailla sijaitsevilla penkereillä mitoittavin tilanne on tyypillisesti suljettu. Uusilla penkereillä pohjamaan lujuus on pienimmillään heti rakentamisen jälkeen, ja kasvaa huokosveden ylipaineen purkautuessa (tämä kestää tyypillisesti useita vuosia tai vuosikymmeniä).

Suljetussa tilassa tapahtuvan huokospaineen kasvun vaikutus saven lujuuteen tulee huomioida joko käyttämällä laskelmissa suljettua leikkauslujuutta, tai mallintamalla huokosveden ylipaine käytettäessä tehokkaita lujuusparametreja.

Vanhoilla penkereillä (primaarikonsolidaation päätyttyä) mitoittavin tilanne saattaa periaatteessa olla avoin, mutta vain jos penkereeseen ei vaikuta lainkaan muuttuvia kuormia. Hyvin usein vanhoillakin hienorakeisilla pohjamailla sijaitsevilla penkereillä mitoittavin laskentatilanne on suljettu, sillä lähes poikkeuksetta muuttuvia kuormia (esim. liikenne- ja työkoneluormat) esiintyy.

Karkearakeisilla mailla (hiekkä ja sitä karkeammat) ei jakoa avoimeen tai suljettuun tilaan tehdä, sillä huokospaine purkautuu käytännössä heti kuorman lisäyksen jälkeen. Tällöin lasketaan avoimen tilan stabiliteetti (tehokkaat lujuusparametrit, ei huokosveden ylipainetta).

Suljetussa tilassa kuormitusnopeuden kasvaessa:

- suljettu leikkauslujuus kasvaa
- mitattava konsolidaatiojännitys kasvaa
- huokosveden ylipainetta ehtii kehittyä vähemmän suhteessa kuormaan

Mitoittavin kuormitustilanne on tyypillisesti staattinen kuormitus (esimerkiksi pysähtynyt juna, nosturi tms. ulkoinen kuorma). Lyhytaikaiset dynaamiset kuormitukset (esim. liikkuva junakuorma) eivät pääsääntöisesti ole mitoittavia maan viskoplastisten (ajasta riippuvien) lujuusominaisuuksien takia. Tämä tarkoittaa sitä, että maan lujuus on suljetussa tilassa suurempi hyvin lyhytaikaisessa kuormituksessa, verrattuna staattiseen tai hitaasti lisätyyn kuormitukseen. Hyvin lyhytaikaisessa ohimenevässä kuormituksessa suljetun tilan huokosveden ylipaine ei ehdi kehittyä täysimääräisenä.

Poikkeuksellisissa tilanteissa toistuva dynaaminen kuormitus saattaa aiheuttaa huokosvedenpaineen kumulatiivista "kertymistä" hienorakeisiin maakerroksiin. Tällaisia tilanteita saattaa esiintyä erityisesti uusien savi- ja silttimaille rakennettujen penkereiden yhteydessä ja silloin, kun kuormitus aiheuttaa suuria muodonmuutoksia. Tätä ilmiötä voi käytännössä tutkia vain syklisillä kolmiakselialikokeilla tai jatkuvilla huokospainemittauksilla. Lisäksi erittäin löyhät ja vedellä kyllästyneet silttisen hiekan tai hienon hiekan kerrokset saattavat juoksettua syklisen kuormituksen aiheuttaman huokospaineen kasvun takia. Tätä ilmiötä tarkastellaan, jos se hankkeessa nähdään tarpeelliseksi.

Rakentamisen aiheuttaman värinän vaikutusta stabiiliteettiin tarkastellaan Liitteen 4 mukaisesti.

Suomen alueella ei tarvitse tarkastella maanjäristystilannetta.

1.5 Kuormat

Suunnittelussa tarvittavat ulkoiset kuormat ja niiden yhdistäminen määritetään noudattaen standardeja:

- Eurokoodit SFS-EN 1990, SFS-EN 1991 ja SFS-EN 1997-1 sekä niiden kansalliset liitteet (LVM)
- Liikenneviraston eurokoodien soveltamisohjeet NCCI1 ja NCCI7

Rautatierakenteita koskevat kuormat on annettu ohjeessa RATO 3. Moniraitteisten ratojen kuormayhdistely penkereillä on esitetty ohjeessa NCCI 7 (LO 13/2017).

Rakennustöiden aiheuttama värinästä muodostuva kuormitus huomioidaan julkaisun RIL 253-2010 Rakentamisen aiheuttamat värinät mukaisesti.

2 Pohjatutkimukset

Maasto- ja laboratoriotutkimuksien teossa noudatetaan Liikenneviraston ohjetta Geotekniset tutkimukset ja mittaukset (10/2015).

2.1 Kenttätutkimukset

Tässä luvussa käsitellään stabiliteettitarkastelujen vaatimia pohjatutkimuksia ja niiden suorittamiseen liittyviä ohjeita.

Työturvallisuus tulee ottaa huomioon jo kenttätutkimuksia ohjelmoitaessa. Kenttätutkimustyöt voidaan suorittaa turvallisesti, kun noudatetaan voimassa olevia standardeja ja Liikenneviraston turvallisuusohjeita. Sähköistetyllä radalla tulee liikenteen lisäksi huomioida suurjännitteestä aiheutuva vaara.

Stabiliteettilaskentaa varten tutkimusleikkauksessa tulee olla vähintään 2-3 kairausta, joista suljettu leikkauslujuus on tulkittavissa (CPTU, siipikairaus, kartiokokeet häiriintymättömistä näytteistä). Kairaukset sijoitetaan poikkileikkaukseen tarkoituksenmukaisesti siten, että niiden perusteella voidaan määrittää pohjamaan lujuus penkereen ja pengerluiskan alla, sekä penkereen ulkopuolella. Määritettyjä lujuuksia käytetään myös niissä viereisissä poikkileikkauksissa, joissa ne ovat edustavia.

Stabiliteetin kannalta kriittisintä on yleensä pengerluiskan alla oleva maaperä. Tasamaalla ei yleensä ole tarvetta kairata kauempaa kuin 10 m päästä pengerluiskan alareunasta. Olemassa olevilla penkereillä putkitus ja pohjatutkimusten teko penkereen läpi on yleensä kokonaistaloudellisesti perusteltua, jos stabiliteetti ongelmaa ei voida pois sulkea penkereen vieressä tehdyillä tutkimuksilla. Tiheästi liikennöidyillä radoilla ja teillä mahdollisuus penkereen läpi tehtäville tutkimuksille on arvioitava tapauskohtaisesti.

2.1.1 CPTU-kairaus

Suorittaminen

CPTU-kairaus tehdään Liikenneviraston ohjeen Geotekniset tutkimukset ja mittaukset (10/2015) Liite 4 sekä standardin SFS-EN ISO 22476-1 mukaisesti.

Kun CPTU:ta käytetään suljetun leikkauslujuuden määrittämiseen, tulee kaluston olla sellainen, että se mahdollistaa käyttöluokan 1 mukaisen kairauksen. CPTU on suositeltava menetelmä kerrosrajojen tunnistamiseen sekä laboratoriotutkimusten kohdentamiseen.

Kairauksen tulkinta

CPTU-kairauksen tulkintaohje on esitetty Liitteessä 1.

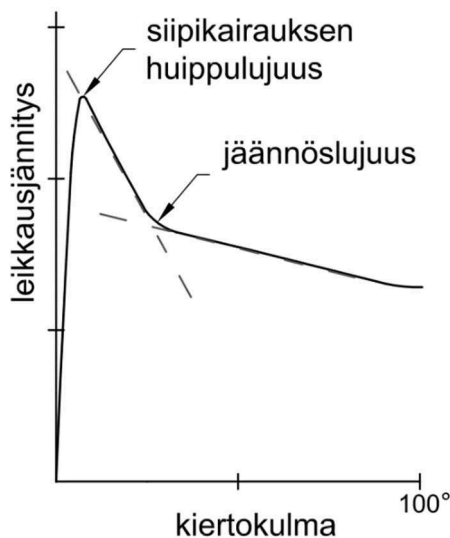
2.1.2 Siipikairaus

Suorittaminen

Siipikairaus tehdään Liikenneviraston ohjeen Geotekniset tutkimukset ja mittaukset (10/2015) Liite 5 mukaisesti, sekä noudattaen SGY:n opasta Kairausohje II Siipikairaus, Liikenneviraston soveltamisohjeet (2018). Lisäksi noudatetaan standardia SFS-EN ISO 22476-9 (kun standardi on vahvistettu).

Käytettävällä kalustolla ja huolellisella työsuorituksella on merkittävä vaikutus siipikairautukseen. Siipikairaus suoritetaan käyttäen kairausmenetelmää, jossa tankokitka eliminoidaan suojaputkella (käyttöluokat 1–2). Alhaalta pyörittävien ja mittaavien siipikairojen käytöllä voidaan eliminoida tankokitkan vaikutus kokonaan.

Siipikairauksesta tulkitaan kolme lujuutta; huippulujuus, jäännöslujuus ja häiritty lujuus. Jäännöslujuus tulkitaan kuvan 2.1 mukaisesti kohdasta, jossa huipun jälkeinen leikkauslujuuden romahdus taittuu. Jos tällaista taitepistettä ei ole havaittavissa, määritetään jäännöslujuus 10 astetta huippulujuuden jälkeen. Määrittystapa merkitään pohjatutkimustiedoston kommenttikenttään. Jos em. lujuudet ovat valmiiksi tulkittu momenttimittauksesta, suunnittelijan tulee tarkistaa tulkinnan oikeellisuus mittausdatasta.



Kuva 2.1 Jäännöslujuuden tulkinta siipikairauksesta.

Silttisessä pohjamaassa siipikairaus ei anna luotettavaa tulosta, sillä siltti käyttäytyy ainakin osin kitkamaan tavoin ja toisaalta häiriintyy herkästi siiven vaikutuksesta. Pohjatutkimusohjelman mukaisesti tehdään siivet odotuksilla (on aiemmin kutsuttu myös hitaiksi siiviksi). Kun siivikko on painettu tutkittavaan syvyyteen, odotetaan yksi tunti ennen leikkausta. Siipien tekeminen odotuksilla ja odotusajan pituus määritellään suunnittelijan toimesta tutkimusohjelmassa. Savisessa siltissä odotuksen käyttö on suositeltavaa määrittää tapauskohtaisesti. Tässä harkinnassa otetaan huomioon tekniset seikat (onko odotuksella tai ilman tehtävillä leikkauksilla merkittävää eroa; olisiko kokonaisuuden kannalta hyödyllisempää tehdä useampia kairauksia ilman odotusta vai ei).

Karkeille silteille ja hiekoille siipikairaus ei sovellu.

Turpeessa siipikairausta voidaan käyttää maatuneiden ja keskinkertaisesti maatu-
neiden turpeiden leikkauslujuuden määrittämiseen. Raakaturpeelle menetelmä ei
sovellu.

Siipikairauksen tulkinta

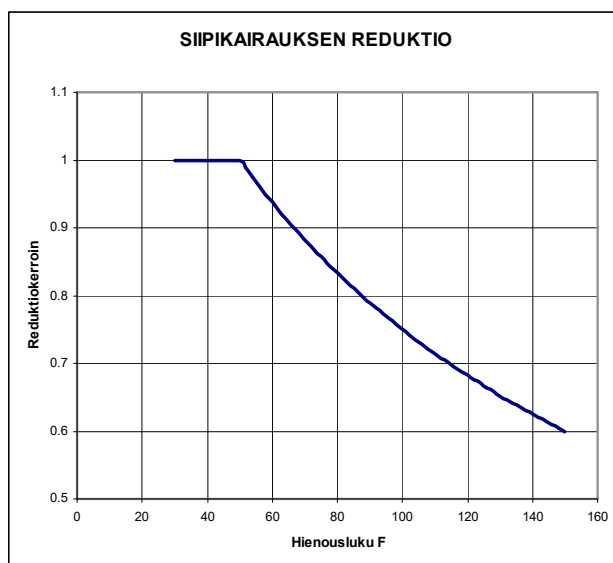
Erityisesti vanhoissa, ilman suojaputkea kulmaliikekytkimellä tehdyissä siipi-
kairauksissa, mitattu tai tulkittu lujuus voi olla varsin alhainen. Lisäksi esim. siiven
painamisnopeus ja pystyliike kiertämisen aikana saattavat aiheuttaa maan
häiriintymistä, mikä näkyy alhaisena lujuutena. Tämä ilmiö esiintyy erityisesti silttisillä
mailla (saSi, Si) ja/tai tilanteissa, missä vesipitoisuus on juoksurajaa suurempi.

Ennen leikkauslujuuden hyödyntämistä laskelmissa sitä tulee verrata vallitsemaan
jännitystasoon. Suomalaisten savien siipikairalla todettu leikkauslujuus korreloi
yleensä maan konsolidaatiojännitykseen kappaleessa 3 esitetyllä tavalla.

Yleensä normaalikonsolidoituneessa savikerroksessa leikkauslujuuden kasvu on $\Delta s_u = 1...1,5$ kN/m² syvyysmetriä kohti. Jos leikkauslujuuden kasvu on $\Delta s_u < 0,5$ kN/m², tulee harkita lisäselvityksiä (esim. CPTU- ja siipikairausta) leikkauslujuuden varmista-
miseksi. CPTU-kairauksen kärkivastus antaa usein hyvän kuvan lujuuden suhteellisista
muutoksista. Lisäksi on suositeltavaa hyödyntää esim. korrelaatioita (kohta 3.3.3) tai
lujuuden mallintamista (kohta 3.3.2, liite 2) mittaustulosten oikeellisuuden arvioi-
miseksi.

Häiritty lujuus ja sensitiivisyys suositellaan määritettäväksi siipikairauksen sijaan
kartiokokeella kohteissa, joissa nämä ovat suunnittelun kannalta kriittisiä parametreja.

Siipikairauksella ja kartiokokeella mitattu suljettu leikkauslujuus redusoidaan
suunnitteluarvoksi kuvan 1 ja kaavan 1 mukaan. Puristin-/CPTU-kairauksella (CU)
Liitteen 1 mukaisesti määritettyä leikkauslujuutta ei redusoida.



Kuva 2.2 Siipikairauksen ja kartiokokeen antaman leikkauslujuuden redusointi

$$S_u = S_{\text{mitattu}} * \mu, \quad \mu = \frac{1.5}{1 + F / 100} \quad (1)$$

μ = reduktiokerroin
F = hienousluku

Redusointikerroin perustuu vanhojen sortumien takaisinlaskentoihin silloisilla mittaustuloksilla ja laskentatavoilla (Helenelund 1977). Tapauskohmainen hajonta saattaa olla suurta. Siipikairauksen redusoinnin taustoista katso myös lähde Larsson et al (2007).

Hienousluku F määritetään uuden penkereen alta ja vanhalla penkereellä vähintään penkereen vierestä. Mikäli $F < 50$, käytetään arvo $\mu=1,0$. Turpeelle käytetään aina arvoa $\mu=0,5$.

2.1.1 Maalajiin, tiiveyteen ja maatumisasteeseen perustuva lujuuden määrittäminen

Turpeelle voidaan alustavissa tarkasteluissa käyttää taulukon 2.1 mukaista kokemukseräistä yhteyttä.

Taulukko 2.1 Arvio turpeen leikkauslujuudesta vesipitoisuuden ja maatumisasteen perusteella.

von Post (H)	Turpeen leikkauslujuus (kPa) vesipitoisuus % perusteella	Turpeen kuvaus
1	$S_u = \frac{12000}{w}$	Raakaturve
2		
3		
4	$S_u = \frac{9500}{w}$	Keskinkertaisesti maatonut turve
5		
6		
7	$S_u = \frac{5500}{w}$	Maatonut turve
8		
9		

Turpeen kokonaistilavuuspaino on yleensä 10...11 kN/m³. Jos tilavuuspainoa ei ole määritetty, käytetään stabiiliteettilaskelmissa tilavuuspainona 10,5 kN/m³.

2.1.2 Näytteenotto

Pohjatutkimukset sisältävät aina näytteenoton.

Käytettävä näytteenottomenetelmä voi kuulua luokkaan A...C näytteen käyttötarkoituksen mukaan (SFS-EN ISO 22475-1), mikä tulee esittää pohjatutkimusohjelmassa. Leikkauslujuus ja kokoonpuristuvuusominaisuudet voidaan määrittää vain A luokan näytteenottomenetelmällä otetuista laatuluokan 1 näytteistä (ks. Geotekniset tutkimukset ja mittaukset 10/2015).

Näytteenoton työtekniikka sekä näytteenotin vaikuttavat merkittävästi näytelaatuun ja sitä kautta laboratoriossa määritettäviin ominaisuuksiin. Suomessa yleisesti käytetyt näytteenottimet mahdollistavat hyvän/tydyttävän laatuiset näytteet, kun työtavat ja näytteen käsittely näytteenoton jälkeen ovat asianmukaisia. Suunnittelijan ja näytteenottajan tulee keskustella käytettävistä työtavoista ja kalustosta ennen työn suorittamista, jotta vaatimusten täyttyminen varmistuu. Yhteydenpitovaatimus kirjataan pohjatutkimusohjelmaan.

Laadultaan erinomaisiin näytteisiin tarvitaan yleensä halkaisijaltaan suurempi näytteenotin ($d > 100 \text{ mm}$). Näytteiden laatuluokista, katso kohta 2.2.3. Turpeen näytteenotossa käytetään parhaiten soveltuvaa näytteenotinta, esim. leikkaavilla terillä varustettua turvenäytteenotinta ($d \geq 70 \text{ mm}$).

Uutta pengertä suunniteltaessa näytteet otetaan ainakin tulevan penkereen keskeltä. Olemassa olevilla penkereillä näytteet otetaan maksimissaan 10 m etäisyydeltä penkereen luiskan alareunasta. Näyte otetaan joka alkavalta metriltä samaan syvyyteen kuin siipikairaukset. Esimerkiksi painumalaskentaa varten näytteitä saatetaan tarvita tätä syvemmältäkin.

Näytteiltä edellytetään laatuluokkaa 1 (A-luokan näytteenotto), jos niitä käytetään painumaominaisuuksien tai lujuuden määrittämiseen (esim. ödometri-, kolmiaksiaali-, kartio-, DSS-koe, kartiokoe), muussa tapauksessa riittää laatuluokka 3 (B-luokan näytteenotto).

Siipikairausten redusointi käyttäen hienouslukua F edellyttää vähintään laatuluokan 3 näytesarjan ottamista penkereen vierestä tai alta.

2.2 Laboratoriotutkimukset

Laboratoriokokeet tehdään menetelmästandardien mukaisesti. Ohjeet on listattu Liikenneviraston ohjeessa Geotekniset tutkimukset ja mittaukset (LO 10/2015).

2.2.1 Tarvittavat laboratoriotutkimukset

Näytteistä määritetään aina vähintään maalaji silmämääräisesti, vesipitoisuus ja hienousluku. Rakeisuus ja humuspitoisuus tutkitaan silmämääräisen analyysin jälkeen jokaisesta erillisestä maakerroksesta, minkä jälkeen silmämääräistä maalajimääritystä tarvittaessa korjataan.

Jokaiselta savipehmeiköltä tulee määrittää saven sensitiivisyys. Jos pehmeikölle ei ole ohjelmoitu siipikairauksia, määritetään sensitiivisyys kartiokokeella häiriintymättömästä näytteestä (näyteluokka 1).

Turpeesta määritetään aina turvetyyppi, maatumisaste ja vesipitoisuus. Tarvittaessa määritetään leikkauslujuus. Turvetyyppi ja maatumisaste voidaan määrittää häiriintyneistä näytteistä (näyteluokka ≥ 3 lk). Vesipitoisuuden ja tilavuuspainon määrittäminen edellyttää näytteenottoa turvenäytteenottimella (näytteenottoluokka A tai B), mikäli vesipitoisuutta käytetään turpeen leikkauslujuuden arvioinnissa, sillä näytteenottomenetelmä voi vaikuttaa merkittävästi turvenäytteen vesipitoisuuteen.

2.2.2 Luokituskokeet

Ennen kolmiaksiaali- tai ödometrikokeiden tekoa tehdään seuraavat luokituskokeet:

- vesipitoisuus
- tilavuuspaino
- kartiokoe (sensitiivisyys ja hienousluku, suljettu leikkauslujuus)
- rakeisuus (erillisistä maakerroksista)
- humuspitoisuus (tarve silmämääräisen arvion perusteella)

Lisäksi tarvittaessa määritetään:

- plastisuusominaisuudet
- kiintotiheys

Turpeen osalta määritetään:

- turvetyyppi
- maatumisaste
- vesipitoisuus.

Luokituskokeiden ja kairausten perusteella määritetään laboratoriokokeiden teko-tasot.

2.2.3 Ödometrikokeet

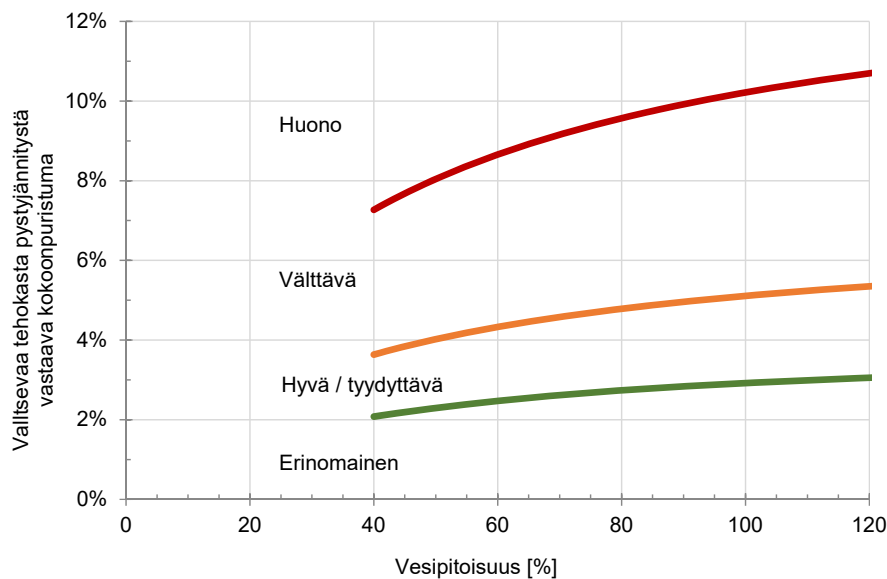
Stabiliteettilaskennan kannalta ödometrikokeiden tärkein tulos on esikonsolidaatio-jännitys. Ödometrikokeet tehdään ennen kolmiaksiaalikokeita, jolloin varmistetaan, että kolmiaksiaalikokeet tehdään oikealla jännitysalueella.

Konsolidaatiojännitystä voidaan käyttää myös suljetun leikkauslujuuden arviointiin (ks. kappale 3.3.3), kun arvioidaan siipi- ja CPTU-kairauksien luotettavuutta.

Ödometrikoe voidaan tehdä joko portaittaisena tai CRS-kokeena. Portaittaisessa ödometrikokeessa tulee käyttää vähintään seitsemää kuormitusporrasta. Kuormitusnopeudet valitaan standardien SFS-EN ISO17892-5 ja ASTM D4186/D4186M mukaisesti.

Painumalaskennassa konsolidaatiojännitys tulee redusoida vastaamaan kuormitusnopeutta 10^{-7} 1/s. Samaa CRS-kokeiden redusointia käytetään myös stabiliteettilaskennassa. Redusoitu konsolidaatiojännitys ja siitä mahdollisesti johdettu arvio leikkauslujuudesta vastaavat pitkäaikaista kuormitustilannetta. Menettelytapa on esitetty ohjeessa Tien geotekninen suunnittelu (LO 10/2012, Liite 1).

Konsolidaatiojännitystä vastaavan kokoonpuristuman ja vesipitoisuuden mukaan näytteiden laatu arvioidaan Lunnan et al (1997) kriteerin perusteella ja kirjataan laskentaraaporttiin. Luokkia on neljä; erinomainen, hyvä/ tyydyttävä, välttävä ja huono. Yleensä halkaisijaltaan 50 mm näytteenottimilla on saavutettavissa vähintään *Hyvä/tyydyttävä* laatu, kun näytteenotto ja käsittely tehdään huolellisesti. Suurempiläpimittaisella näytteenottimella laadukkaiden näytteiden otto on helpompaa, mutta tällöinkin työnsuorituksella ja näytteiden käsittelyllä on huomatta vaikutus näytteiden laatuun. Luokan *Huono* näytteistä ei voida määrittää esikonsolidaatiojännitystä, eikä leikkauslujuutta.



Kuva 2.3 Näytteiden laadun arviointi Lunnen kriteerin perusteella.

2.2.4 Suljetun leikkauslujuuden määrittäminen (laboratoriokokeet)

Saven suljettu leikkauslujuus aktiivileikkauksessa voidaan määrittää kolmiakσιαalisella suljetulla puristuskokeella (CIUC tai CAUC). Tällöin näyte konsolidoidaan mahdollisimman tarkasti in situ vallitsevaan keskimääräiseen tehokkaaseen jännitykseen p'_o . Tämä vaatii myös vallitsevan lepopainekertoimen arviointia. Lepopainekertoimen arviointi voidaan tehdä kitkakulman perusteella tai tarkemmin erillisellä K_o -kokeella (kolmiakσιαalisellissa tehtävä konsolidointikoe, jossa sellipainetta ohjataan siten että vaakasuuntaisia muodonmuutoksia ei synny).

Tyypillinen käyttökohde saven aktiivilujuudelle on lujuuden mallintaminen anisotrooppisena (esimerkiksi NGI-ADP maamalli; HSU-menetelmä).

Vastaavasti saven suljettu leikkauslujuus passiivileikkauksessa voidaan määrittää kolmiakσιαalisella suljetulla vetokokeella.

DSS-koetta (Direct Simple Shear) voidaan käyttää saven suoran suljetun leikkauslujuuden määrittämiseen erityisesti anisotrooppisilla ADP-maamalleilla tehtävää laskentaa varten. Koetulokset vastaavat tyypillisesti mitattua siipikairauslujuutta.

Suoraa leikkauskoetta (rasialeikkauskoe) voidaan käyttää keskinkertaisesti maatu- neen ja maatu- neen turpeen lujuuden määrittämiseen yhdessä muiden tutkimusten kanssa.

2.2.5 Tehokkaiden lujuusparametrien määrittäminen

Hienorakeisen maan tehokkaat lujuusparametrit määritetään kolmiakσιαalikokeella.

Useimmissa käytännön suunnittelutilanteissa kitkamaan kitkakulma voidaan määrittää yleisesti käytetyistä taulukoista (esimerkiksi NCCI 7 (LO 13/2017) Liite 6). Karkearakeisen maan kitkakulma voidaan määrittää rakennetuille näytteille tehtävillä kolmiakσιαalikokeilla tai rasialeikkauskokeilla. Rasialeikkauskoetta käytetään vain

Penkereiden stabiiliteetin laskentaohje

erikseen tilaajan kanssa sovittaessa, sillä koemenetelmän epätarkkuuksista johtuen rasialeikkauskokeen tulokset ovat usein epäluotettavia.

Käytännössä karkearakeiselle maalle saadaan määritettyä vain näytteen tiiveyttä vastaava huippukitkakulma (joka saattaa poiketa luonnontilaisen maan huippukitkakulmasta johtuen siitä, että näytteen tiiveys saattaa poiketa maan luonnontilaisesta tiiveydestä), sekä suuren muodonmuutostason kitkakulma, joka vastaa osapuilleen maan löyhän tilan kitkakulmaa. Usein näin mitattu suuren muodonmuutostason kitkakulma on löyhän maan taulukkoarvoja suurempi (taulukkoarvot ovat usein konservatiivisia).

Kitkamaalle kolmiakσιαalikokeella tai rasialeikkauskokeella määritettyä huippukitkakulmaa ei saa käyttää laskelmissa, jos näyte sullotaan lähelle maksimitiiveyttä. Poikkeuksena ovat tapaukset, joissa maan luonnollinen tiiveys vastaa tai ylittää kokeessa saavutetun tiiveyden (tällaisia saattavat olla esimerkiksi jäätikön puristamat tai voimakkaan eroosion muokkaamat muodostumat). Pehmeiköllä sijaitseville penkereille käytetään aina suuren muodonmuutostason kitkakulmaa (katso kohta 3.4.2).

Kolmiakσιαalikokeiden näytesyvytydet valitaan luokituskokeiden ja muiden pohjatutkimusten (siipikairaus, CPTU) perusteella. Penkereiden vakavuuslaskelmissa käytettävät tehokkaat lujuusparametrit määritetään häiriintymättömille näytteille tehtävien isotrooppisesti (CIUC) tai anisotrooppisesti (CAUC) konsolidoitujen suljettujen kolmiakσιαalikokeiden avulla. Lujuusparametrien määrittämiseksi tarvitaan pääsääntöisesti kolme leikkausta. Koska näytteiden leikkaaminen tulee tehdä normaalikonsolidoituneella alueella, koheesion arvo on hyvin pieni tai nolla. Verrattain homogeenisessä paksussa maakerroksessa voidaan tarvittaessa tehdä määrittämis- yhdistämällä eri syvyystasoilta saadut koetulokset.

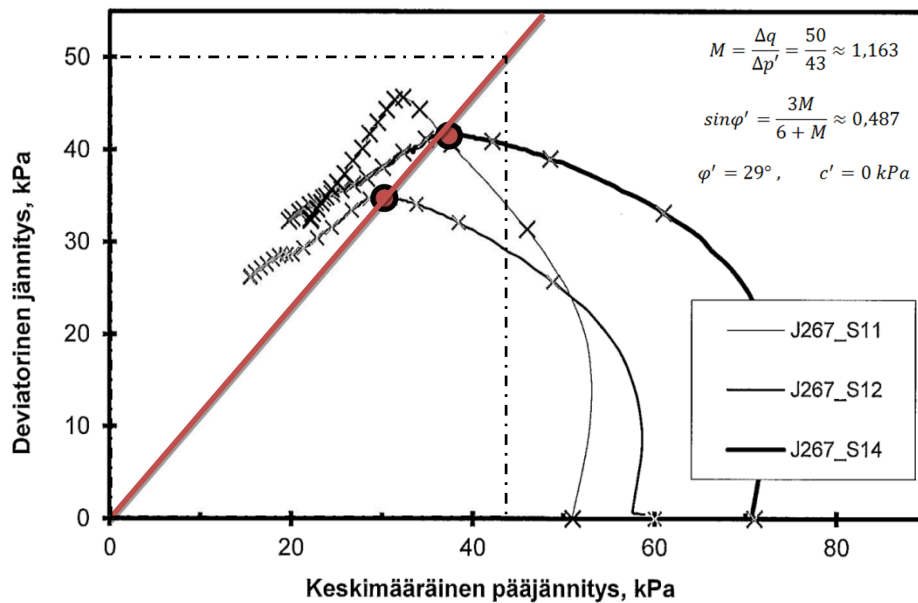
Näytteiden konsolidointi voidaan tehdä isotrooppisesti tai anisotrooppisesti. Anisotrooppisesti konsolidoiduilla näytteillä alkujännitystila ja kokeen muodonmuutostaso vastaavat selvästi paremmin todellista tilannetta. Kuvan 2.4 mukaisella lujuusparametrien määrittämisellä konsolidointitavalla ei kuitenkaan ole havaittu olevan merkittävää vaikutusta lujuusparametreihin.

Konsolidointijännitykset tulee valita siten että jännitystilat ovat hieman normaalikonsolidoituneen puolella.

Esimerkiksi kuvan 2.4 tapauksessa ödometrikokeiden redusoitujen konsolidaatiojännitysten perusteella $p'_{init}=47$ kPa. Näin ollen kokeiden konsolidointijännityksiksi on valittu $p'_1=50$ kPa, $p'_2=60$ kPa ja $p'_3=70$ kPa. Tuloksista kuitenkin nähdään, että p'_1 koe on tehty hyvin läheltä konsolidaatiojännitystä, sillä näyte on käyttäytynyt leikkauksessa osittain ylikonsolidoituneen maan kaltaisesti.

Isotrooppisessa CIUC-kokeessa p' =sellipaine, sillä kaikki pääjännitykset ovat yhtä suuria. Anisotrooppisessa CAUC-kokeessa näin ei ole, vaan alkujännitystila tulee arvioida esimerkiksi lepopainekertoimen avulla. Yleisesti käytetyt yhtälöt (Jaky 1949 ja Maine&Kulhawy 1982) soveltuvat tähän tarkoitukseen.

Suurin konsolidointijännitys tulee määrittää huomioiden suurin kuormitustila (esim. tuleva pengeri ja muuttuva kuorma). Lujusparametrien määrittäminen tehdään jännityspolkukuvaajista määritettyjen huippulujuuksien perusteella. Koheesion arvona käytetään $c'=0$ kPa pehmeillä savilla. Kuvassa 2.4 on esitetty esimerkki lujusparametrien määrittämisestä. Sellipaineella 50 kPa tehty koe on jätetty huomioimatta, sillä jännityspolun pystysuorempi muoto ja suurempi leikkauslujuus viittaavat siihen, että leikkaus on tehty ylikonsolidoituneelta alueelta.



Kuva 2.4 Kitkakulman määrittäminen CIUC-kokeen jännityspolkukuvaajista $c'=0$ kPa menetelmällä.

Kuvan 2.4 mukaisella $c'=0$ kPa määrittystavalla suomalaisten pehmeiden savien kitkakulma ovat usein suuruusluokaltaan $\phi'=25\dots27^\circ$ ja silttien $\phi'=30\dots33^\circ$.

2.2.6 Kolmiaksisiaalikokeiden ohjeistaminen laboratoriolle

Laboratoriohenkilökunta tarvitsee tietyt lähtötiedot, jotta kokeet voidaan suorittaa tarkoituksenmukaisella tavalla. Laboratorion tarvitsemat minimitiedot ovat:

- Yhteyshenkilön yhteystiedot
- Miksi kokeet tehdään, eli mitä parametreja ja miten niitä ollaan käyttämässä
- Mikä koe (=esim. CIUC tai CAUC)
- Mikä näyte (= näytepiste ja -syvyys)
- Arvio maalajista (tai suurin haluttu leikkausvaiheen koenoisuus)
- Rakennettavilla koekappaleilla kuivatilavuuspaino tai kuvaus materiaalin tiiviyydestä (löyhä, keskitiivis, tiivis)
- Konsolidointijännitys eri kokeille ($=p'$ ja q leikkauksen alussa, isotrooppisessa kokeessa $q=0$), tai vähintään maan tämän hetkinen, rakentamisen aikainen ja lopullinen tehokasjännitysalue
- Tulosten raportointi

Esimerkki: Tyypillinen 3 kokeen sarja kitkakulman määrittämiseksi.

Kohteessa on 1 m kuivakuori ja pehmeää savea 8 m. Savi on arvioitu lähes normaalkonsolidoituneeksi. Asia on varmistettu CRS-kokeella, jossa $POP < 10$ kPa ($POP = \sigma'_c - \sigma'_v$). Lasketaan nykytilan stabiliteettia, eli kuormitusta ei olla kasvattamassa.

Penkereiden stabiiliteetin laskentaohje

Kokeiden ohjeistus voi olla seuraavanlainen:

- *Tehdään 3 kokeen sarja tehokaiden lujuusparametrien määrittämiseksi stabiiliteettilaskentaan.*
- *Isotrooppisesti konsolidoitu puristuskoe (CIUC)*
- *Kokeet tehdään samasta savikerroksesta noin syvyyksiltä 1) 3,5 m, 2) 4 m ja 3) 5 m.*
- *Maalaji on arviolta laSa/liSa (laboratorio määrittää koenopeuden tämän perusteella) ja savi lähes normaalikonsolidoitunutta.*
- *Konsolidointijännitykset 1) $p'=40$ kPa, 2) $p'=60$ kPa ja 3) $p'=80$ kPa (näitä arvoja varten suunnittelijan tulee laskea vallitseva jännitys ja lisätä siihen hieman, jotta koe tehdään normaalikonsolidoituneelta alueelta. Toisaalta näytettä ei ole tarpeen konsolidoida tarpeettomaan suureen jännitystilaan, jotta näytteen rakenne hajoaa mahdollisimman vähän)*

Esimerkiksi syvyydellä 4 m vallitseva tehokas pystyjännitys on noin $\sigma'_v = 17 + 3 \cdot 5 = 32$ kPa. Jännityksen vaakakomponentit ovat tätä pienempiä, joten tehokas keskijännitys $p' < 32$ kPa. Näin ollen voidaan valita kokeeseen konsolidointijännitys, joka on $p' > 32$ kPa. Kokeen onnistumisen kannalta on suositeltavaa, että konsolidointijännitys on aina $p' > 25$ kPa).

Jos kohteeseen rakennettaisiin penger tai muutoin kuormitusta lisättäisiin, tulisi osa kokeista tehdä selvästi suuremmasta jännitystilasta, jotta koko jännitystila-alue tulisi kokeilla katettua.

3 Stabiliateettilaskenta

3.1 Yleistä

Suljetun tilan stabiliteettianalyysin voi suorittaa joko:

- Kokonaisjännityksillä ($\varphi = 0$) käyttäen suljetussa tilassa olevien maakerrosten leikkauslujuutena suljettua leikkauslujuutta s_u
- Tehokkailla jännityksillä (φ' - c') käyttäen lujuuden määrittämiseen Mohr-Coulombin kaavaa tehokkailla lujuusparametreilla φ' ja c' . Huokospaineena u tulee käyttää sen *murtotilassa* vallitsevaa arvoa u_f . Tätä käsitellään kohdassa 3.4.

Mitoituslaskelmissa maan lujuuden tai lujuusparametrien määrittämisen tulee aina perustua mittauksiin (in situ- tai laboratoriokokeet). Lähtökohtaisesti suljetun tilan laskenta tehdään $\varphi = 0$ -analyysinä käyttäen mitattua suljettua leikkauslujuutta.

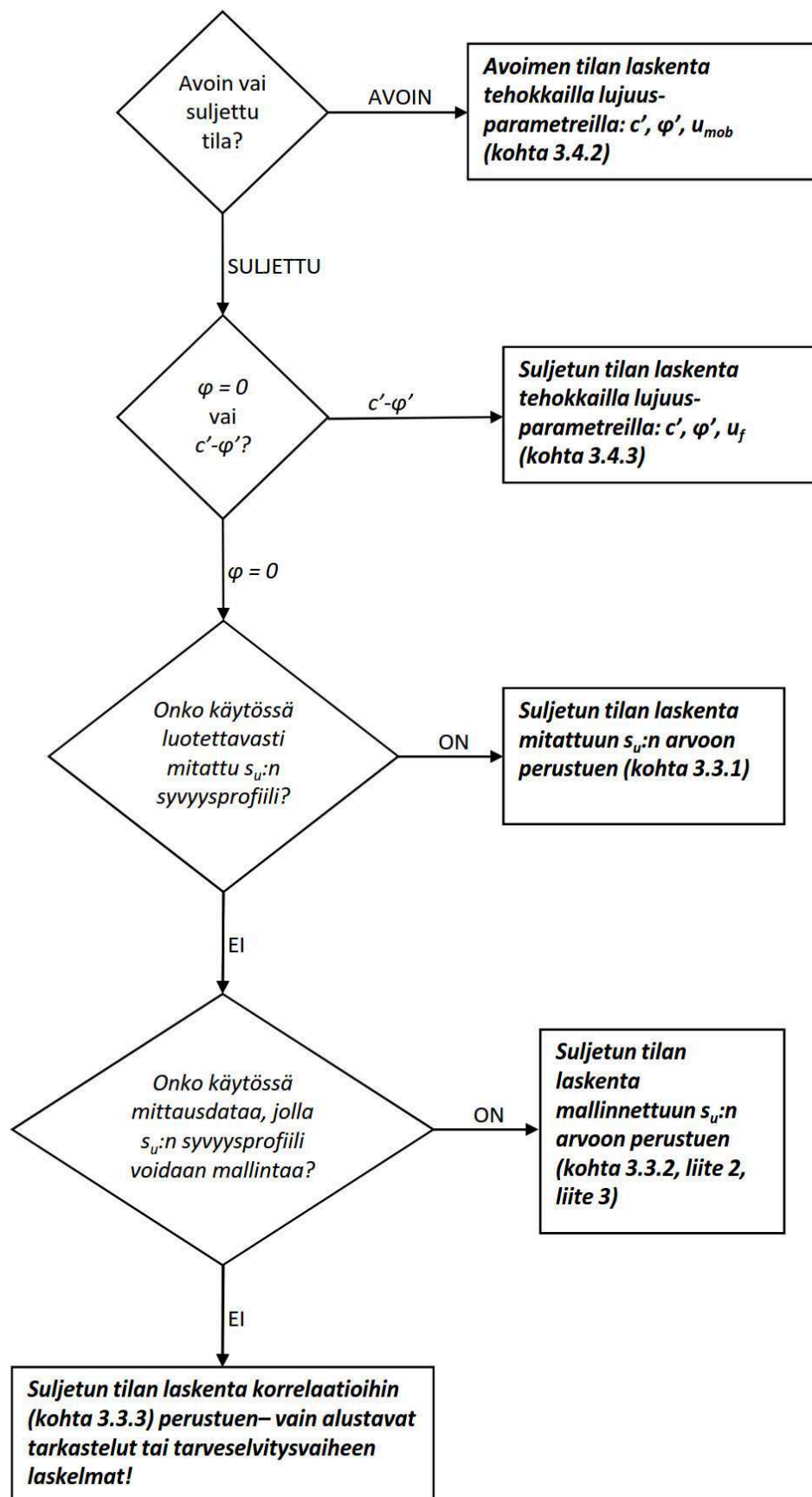
Suljettu leikkauslujuus voidaan myös määrittää elastoplastisella maamallilla, joka huomioi huokospaineen kehittymisen suljetussa tilassa (esim. HSU-menetelmä - katso kohta 3.3.2 sekä liite 2; erilaiset FEM-mallit, katso liite 3). Mitoituslaskelmissa malleissa käytetyt parametrit (esim. tehokas kitkakulma, ylikonsolidaatioaste) tulee kuitenkin määrittää mittaamalla. Alustavissa tarkasteluissa parametrit voidaan määrittää myös toimiviksi todettuihin korrelaatioihin perustuen (kohta 3.3.3).

Suljetun tilan stabiliteettilaskenta tehokkailla lujuusparametreilla (suljetun tilan φ' - c' -analyysi) on sallittua, jos laskentaohjelmassa on mahdollista mallintaa sekä kuormituksesta että maan leikkautumisesta aiheutuvat huokosveden ylipaineen komponentit.

Laskijan tulisi kyetä arvioimaan, onko laskennassa liukupinnalle saatava leikkauslujuus realistinen. Tämä on tyypillisesti helpointa $\varphi = 0$ -laskennassa, missä maakerrosten lujuus määritetään suoraan ("etukäteen"). Lisäksi itse laskenta on yksinkertaisempaa $\varphi = 0$ -laskennassa kuin suljetun tilan φ' - c' -analyyseissa. Tästä syystä suljetussa tilassa suositellaan $\varphi = 0$ -menetelmän käyttöä silloin, kun suljettu leikkauslujuus voidaan arvioida riittävän luotettavasti.

Avoimen tilan stabiliteettianalyysi suoritetaan tehokkailla jännityksillä (φ' - c'). Tällöin huokospaineena u käytetään sen vallitsevaa (laskentatilanteessa mobilisoitunutta) arvoa.

Kun tarkasteltavassa geometriassa on sekä suljetussa että avoimessa tilassa olevia maakerroksia, on stabiliteettilaskelma näiden kahden yhdistelmä.



Kuva 3.1 Vuokaavio käytettävissä olevista vaihtoehdoista maan lujuuden mallintamisessa.

3.2 Käytettävät laskentamenetelmät ja liukupinnat

Lähtökohtaisesti penkereiden stabiliteetti voidaan laskea käyttäen lamellimenetelmää (LEM, Limit Equilibrium Method). Elementtimenetelmän käyttö rajoittuu usein vaativiin tai monimutkaisiin tapauksiin, missä sen käytöllä voidaan saavuttaa parhaat hyödyt. Tässä tarkastellaan lähinnä lamellimenetelmän käyttöä. Elementtimenetelmän käytöstä stabiliteettilaskelmissa katso Liite 3.

Suosittelavat laskentamenetelmät ovat **GLE** tai **Morgenstern-Price** (ympyrä- tai vapaat liukupinnat) sekä **Bishopin yksinkertaistettu** menetelmä (vain ympyräliukupinnat). **Janbun yksinkertaistettua** menetelmää voidaan käyttää, jos laskentaohjelmassa huomioidaan menetelmän vaatima korjauskerroin f_0 . Janbun yksinkertaistettua menetelmää suositellaan käytettäväksi lähinnä silloin, jos tarkempien menetelmien (esim. GLE tai Morgenstern-Price) konvergoinnissa todetaan ongelmia. Felleniuksen menetelmää (Ordinary method of slices) ei saa käyttää sen epätarkkuuden takia.

Laskijalla tulee olla riittävä käsitys laskentaohjelmassa käytetystä vaarallisimman liukupinnan hakualgoritmin toiminnasta. Hakuasetuksia on suositeltavaa varioida laskennan aikana, jotta varmistetaan vaarallisimman liukupinnan löytyminen. Ohjelmasta riippuen konvergointia voi helpottaa esim. pitämällä geometrian taitepisteiden määrä riittävän pienenä.

Laskennassa tulee löytää vaarallisin liukupinta kulloinkin käsiteltävästä poikkeileikkauksesta. Vaarallisimmat liukupinnat esitetään penkereen molemmilla puolilla. On myös hyödyllistä esimerkiksi jakaa liukupintojen hakualue useaan osaan, ja esittää kunkin osa-alueen vaarallisimmat liukupinnat.

Vaarallisimman liukupinnan kokeellisessa haussa pitää liukupintojen lähtöpisteiden kattaa penkereen luiska ja laki kokonaisuudessaan. Hakualueiden tulee olla riittävän laajat, jotta vaarallisin liukupinta löydetään riittävällä varmuudella. Jos laskennassa vaarallisin liukupinta jää hakualueen rajalle, on luultavaa, että annettu hakualue on liian suppea, ja sitä pitää laajentaa.

Jos pengerluiskan kaltevuus ja käytetyt penger materiaalit ovat ohjeiden mukaisia, koko pituudeltaan pengerluiskassa kulkevia liukupintoja ei tarvitse huomioida laskelmissa.

Jos laskennassa mallinnetaan sortuma äärellisen pituisena esim. 3D- tai sylinteriliukupinnan avulla, käytetyt asetukset ja parametrit tulee esittää selkeästi geoteknisessä laskentaraportissa. Menettelytavat 3D- tai sylinteriliukupintaa käytettäessä on esitetty ohjeessa NCCI 7 (LO 13/2017). Päätyvastuksen osalta tulee ottaa huomioon seuraavat seikat:

1. Liukusylinterin sivuilla tulee stabiliteetin olla niin korkea, ettei se laske alle tavoitellun varmuustason sylinteristä siihen kohdistuvan tukireaktion vaikutuksesta.
2. Kitkamaassa tulee K_0 -arvoa laskettaessa käyttää kitkakulman yläraja-arvoa, mihin ei ole kohdistettu osavarmuuslukua.

Penkereiden stabiliteetin laskentaohje

3. Laskennallisesta päätyvastuksen maksimi arvosta käytetään laskelmassa korkeintaan puolta.

Vapaamuotoisten tai yhdistelmäliukupintojen käyttö on pakollista silloin, kun vaarallisuuden liukupinnan muotoa ohjaa maassa oleva heikkous- tai lujuusvyöhyke tai rakenteellinen osa. Penkereiden yhteydessä olevien tukiseinien kokonaisstabiliteetin laskennassa tulee käyttää vapaamuotoista liukupintaa. Lisäksi vapaamuotoista liukupintaa tulee käyttää silloin, kun laskennallisessa varmuudessa on huomattava ero ympyrän- ja vapaamuotoisten liukupintojen välillä, sillä tämä indikoi sitä, että todellinen kriittinen liukupinta poikkeaisi ympyrästä.

Matalilla penkereillä joihin kohdistuu keskittynyt ulkoinen kuorma (esim. matala rata-penger) vaarallisin liukupinta on tyypillisesti kiilamainen. Tällöin ympyräliukupinnan käytöllä yliarvioidaan varmuutta.

Stabiliteettilaskenta on mahdollista tehdä myös 3D-ohjelmalla tai käyttämällä 2D-laskennassa erilaisia 3D vaikutuksia huomioonottavia elementtejä, kuten liukupinnan päätyvastusta tai pyörähdysymmetrisiä ns. palloliukupintoja. Jos laskennassa mallinnetaan sortuma äärellisen levyisenä sylinteriliukupinnan tai 3D-liukupinnan avulla, käytetyt asetukset ja parametrit tulee esittää selkeästi ja kattavasti geoteknisessä laskentaraportissa. Menettelytavat 3D- tai sylinteriliukupintaa käytettäessä on esitetty ohjeessa NCCI 7 (LO 13/2017). Käytettäessä 3D laskentaohjelmaa, jossa kuorma mallinnetaan todellisen levyisenä, kuorman suuruuden tulee vastata 3D tilannetta. Ratakohteissa käytetään 3D kuormille tarkoitettua LM71 kuormakaaviota, eikä RATO 3:ssa (LO 13/2018) esitettyjä 2D-stabiliteettilaskennan kuormia tule käyttää.

Kun 2D laskennassa käytetään liukupinnan päätyvastusta, tulee huomioida seuraavat seikat:

1. Liukusylinterin leveyttä määriteltäessä tulee erityisesti tarkastella laskelmassa muodostuvan sortuvan kappaleen muotoa ja liukupinnan sijaintia: Voiko sortuma todennäköisimmin tapahtua laskelman mukaisella liukupinnalla vai ohjaako lähtöarvojen valinta epärealistiseen tulokseen? Penkereen päässä tai vastaavan muotoisen kuormituksen vaikuttaessa, liukupinnan leveytenä käytetään vähintään kuormituksen (pengerleveyden) kaksinkertaista leveyttä. Määrävä leveys tulee kuitenkin aina selvittää herkkyystarkasteluna
2. Liukusylinterin vieressä tulee stabiliteetin olla niin korkea, ettei se laske alle vaaditun varmuustason sylinteristä siihen kohdistuvan tukireaktion vaikutuksesta. Jos alueellinen stabiliteetti on hyvin heikko, ei päätyvastusta voida käyttää lainkaan.
3. Kitkamaassa tulee K_0 -arvoa laskettaessa käyttää kitkakulman yläraja-arvoa, mihin ei ole kohdistettu osavarmuuslukua.
4. Päätyvastuksena voidaan laskennassa käyttää korkeintaan puolet päätypinnan laskennallisesta leikkauslujuudesta.

3D-stabiliteettilaskennasta on toistaiseksi vähän kokemuksia. Tavallisessa 2D-laskennassa liukupinnan muodon valinnalla on merkittävä vaikutusta laskentatulokseen. Lisäksi vaarallisuuden liukupinnan löytyminen voi olla epävarmaa vapaamuotoisilla liukupinnoilla. 3D-laskennassa nämä epävarmuustekijät entisestään korostuvat (H. Jussila 2019). Tämän vuoksi tulosten luotettavuuden arviointiin tulee kiinnittää erityistä huomiota ja se edellyttää laskenta-asetusten herkkyystarkastelua.

Keskeisenä arvioinnin kohteena on tässäkin: Voiko sortuma todennäköisimmin tapahtua laskelman mukaisella liukupinnalla vai ohjaako lähtöarvojen valinta epärealistiseen tulokseen?

3D-liukupintojen tai sylinteriliukupintojen käyttö edellyttää aina Liikenneviraston geosiantuntijan hyväksyntää

3.3 Laskenta kokonaisjännityksillä ($\varphi = 0$)

3.3.1 Mitattuun suljetun leikkauslujuuden profiiliin perustuva laskenta

Lähtökohtaisesti mitoitus perustuu luotettavasti mitattuun redusoituu suljetun leikkauslujuuden profiiliin poikkileikkauksessa. Kyseeseen voivat tulla esim. hyvälaatuiset siipikairaukset ja siipikairauksilla kalibroidut CPTU-kairaukset, sekä laboratoriokeet. Käytettävistä kenttä- ja laboratoriotutkimuksista katso kohta 2.

Suljettu leikkauslujuus tulee määrittää vallitsevaa konsolidaatiojännitystilaa vastavasti. Lujittuminen penkereen alla määritetään kohdan 3.3.4 mukaisesti. On myös suositeltavaa arvioida mittaustulosten luotettavuutta esimerkiksi korrelaatioiden avulla (kohta 3.3.3).

3.3.2 Mallinnettuun suljetun leikkauslujuuden profiiliin perustuva laskenta

Jos suljettua leikkauslujuutta ei ole saatu mitattua luotettavasti tai mittaustuloksiin tarvitaan lisävarmistusta, voidaan suljetun leikkauslujuuden arvot mallintaa. Tällöin arvot määritetään tehokaiden lujuusparametrien ja tehokkaan jännitystilan perusteella. Käytettävien mallien tulee kyetä kuvaamaan huokosveden ylipaineen muutoksia suljetussa tilassa. Tyypillisesti käyttökelpoiset maamallit ovat anisotrooppisia, eli mallinnettu lujuus vaihtelee eri suunnissa. Anisotrooppinen (eri suunnissa vaihteleva) suljettu leikkauslujuus saattaa joissakin tapauksissa antaa isotrooppista lujuutta edullisemmän varmuuden erityisesti silloin, kun liukupinnan aktiiviosa (alkuosa) kulkee savessa suhteellisen pitkän osuuden liukupinnan kokonaispituudesta.

Lamellimenetelmien kanssa käyttökelpoinen mitoitusväline suljetun leikkauslujuuden mallintamiseen on esimerkiksi liitteessä 2 kuvattu HSU-menetelmä. HSU-menetelmällä voidaan mallintaa anisotrooppinen suljettu leikkauslujuus kitkakulman ja esikonsolidaatiojännityksen perusteella.

Liitteessä 3 on kuvattu elementtimenetelmän käyttöä.

3.3.3 Korrelaatioiden hyödyntäminen

Mitoituksen tulee perustua mitattuun tai mallinnettuun (mitattuihin parametreihin perustuvaan) suljetun leikkauslujuuden arvoon. Alustavissa laskelmissa ja lujuusprofiilin tulkinnessa voidaan käyttää apuna seuraavia korrelaatioita isotrooppiselle redusoidulle suljetulle leikkauslujuudelle. Esikonsolidaatiojännityksen arvo tulee tällöin määrittää luvun 2.2. mukaisesti.

Epäorgaaninen savi:

$$s_u \approx 0,22 \cdot \sigma'_c \quad (2)$$

tai

$$s_u \approx 0,24 \cdot \sigma'_{v0} \cdot OCR^{0,76} \quad (3)$$

Epäorgaanisille saviille voidaan redusoidulle isotrooppiselle suljetulle leikkauslujuudelle käyttää minimiarvoa, jota voidaan hyödyntää esim. siipikairauksen laadullisessa arvioinnissa:

$$s_{u\min} \approx 0,15 \cdot \sigma'_{v0} \quad (4)$$

Kaava 4 ei kuitenkaan päde silloin, kun tarkasteltavassa poikkileikkauksessa on tapahtunut aiemmin sortumia. Sortuneen maamassan lujuus jää yleensä alkuperäistä lujuutta alhaisemmalle tasolle ja se saattaa olla huomattavasti kaavan 4 oletusta pienempi.

Liejulle

$$s_u \approx 0,25 \cdot \sigma'_c \quad (5)$$

Turpeelle voidaan määrittää hyvin likimääräinen arvio lujuudesta kaavalla:

$$s_u \approx 0,4 \cdot \sigma'_{v0} \quad (6)$$

Turpeen suljetulle lujuudelle ei kuitenkaan voida käyttää suurempaa arvoa kuin 40 kPa, ellei lujuutta osoiteta siipikairauksella tai leikkauskokeella. Turpeen lujuuden voidaan kuitenkin olettaa olevan $s_u \geq 5$ kPa.

3.3.4 Lujittuminen penkereen alla

Lujittumisen määrittämiseen käytetään pääasiassa kahta menetelmää. Ensisijainen tapa on määrittää lujuus penkereen alla tekemällä CPTU-kairaus tai siipikairaus suoraan penkereen läpi. Toinen tapa on käyttää esikonsolidaatiojännityksen kasvua lujuuden kasvua arvioitaessa. Suoraan mittaukseen perustuva menetelmä on luotettavampi ja antaa yleensä suurempia lujuuksia kuin laskennallinen arvo. Lisäksi esim. CPTU-kairauksen tekeminen on helpompaa ja nopeampaa kuin näytteenotto penkereen alta.

Tapa 1: Lujuuden mittaaminen

Lujuus voidaan mitata suoraan penkereen alta. Ehkä käytännöllisin tapa on CPTU-kairaus penkereen läpi. Lisäksi tehdään CPTU-kairaus penkereen sivulla, jolloin voidaan suoraan arvioida lujuuden kasvua penkereen alla verrattuna penkereen sivuun. CPTU-kärkikertoimen (katso Liite 1) selvittämiseksi on myös suotavaa tehdä siipikairaus penkereen sivulta, jolloin CPTU-kairauksen tulos saadaan sidottua siipikairalujuuteen.

Tapa 2: Lujuuden arviointi esikonsolidaatiojännityksestä

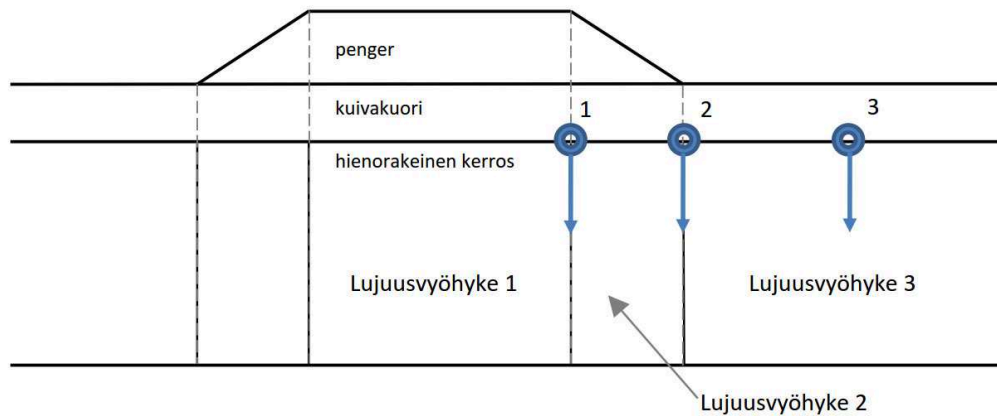
Esikonsolidaatiojännitys penkereen alla voidaan määrittää penkereen alta otetuista näytteistä, joille tehdään ödometrikokeet. Näin määritettyä penkereen alla vallitsevaa konsolidaatiojännitystä voidaan käyttää penkereen alapuoleisen lujuuden arviointiin

kohdan 3.3.3 korrelaatioiden mukaisesti. Mitoituslaskelmissa tulos varmistetaan samoista näyteputkista tehtävillä kartiokokeilla.

Turpeen osalta voidaan todeta, että penkereen alta otetuista näytteistä mitattu suljettu leikkauslujuus on usein selvästi suurempi kuin vierestä otettujen ja penkereen painoa vastaavaan jännitystilaan konsolidoiduista näytteistä mitattu suljettu leikkauslujuus. Ohuista ratapenkereen alla sijaitsevista turvekerroksista on mitattu huomattavan suuria leikkauslujuuksia (Uotila 2014). Turpeen lujuuden luotettava määrittäminen vaatii kohdekohtaisia tutkimuksia.

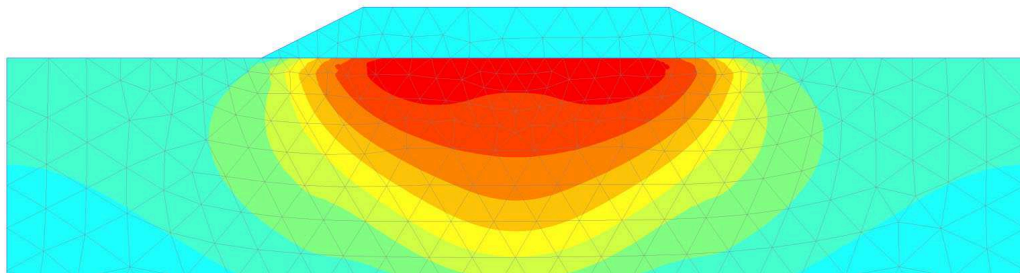
Lujittumisen mallintaminen stabiliteettilaskelmissa riippuu siitä, mitä ominaisuuksia laskentaohjelmassa on käytettävissä. Tyypillisiä tapoja (ohjelmasta riippuen) ovat esim. maan jakaminen eri lujittumisvyöhykkeisiin, lujuuden tasa-arvokäyrien käyttö tai lujuuden mallintaminen tehokkaan pystyjännityksen funktiona.

Jaettaessa maa lujittumisvyöhykkeisiin penkereen alla käytetään kuvan 3.2 mukaisesti pisteistä 1, 2 ja 3 määritettyjä lujuusprofiileja. Vyöhykkeessä 2 voidaan käyttää myös keskiarvoa vyöhykkeistä 1 ja 3. Ohjelmakohtaisesti voidaan joutua käyttämään hieman pystysuorasta poikkeavia vyöhykerajoja.



Kuva 3.2 Penkereen alapuolisen maan jakaminen lujuusvyöhykkeisiin.

Laskijan tulisi olla tietoinen penkereen todellisuudessa aiheuttamasta jännityslisäysprofiilista penkereen alla (kuva 3.3) ja huolehtia, että laskennassa käytettävä lujuuden jakauma vastaa keskimäärin todellista lujuuden jakaumaa.



Kuva 3.3 Periaatekuva penkereen aiheuttaman jännityslisäyksen jakautumisesta pehmeässä pohjamaassa.

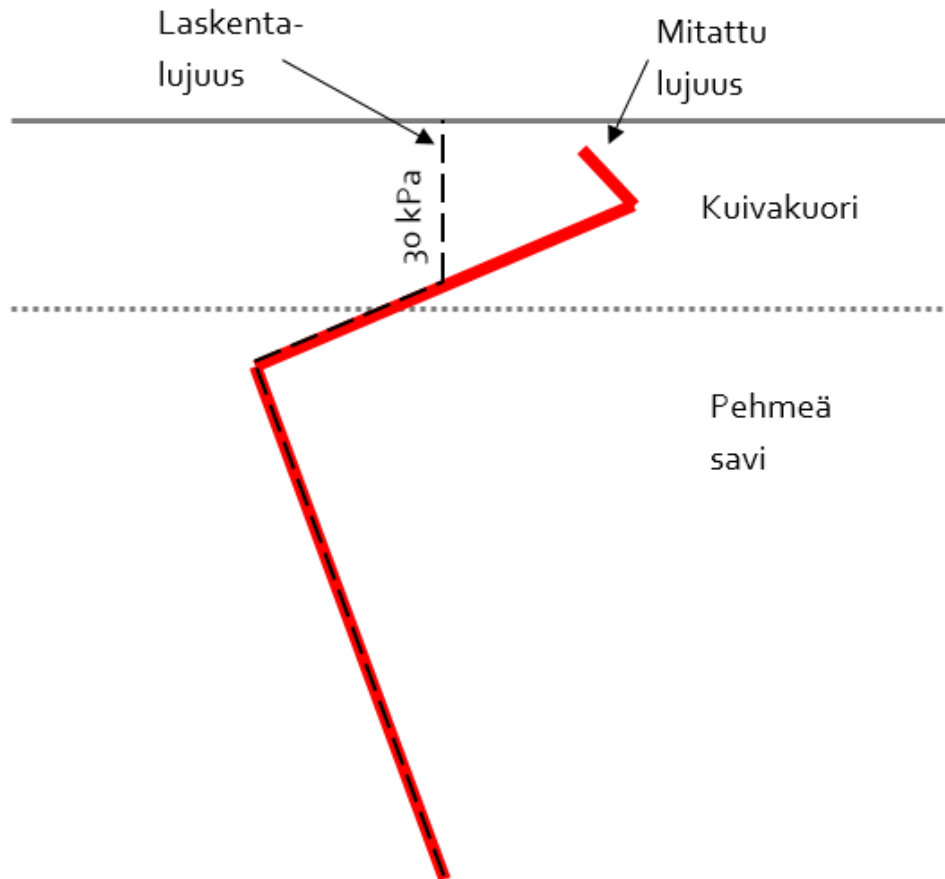
Maan jakaminen lujuusvyöhykkeisiin aiheuttaa lujuuden äkillisen muuttumisen liukupinnan eri osissa ja ohjaa vaarallisimman liukupinnan sijaintia. Vaihtoehtoisesti lujuus voidaan mallintaa tasa-arvokäyrillä, joiden välillä lujuuden muutokset interpoloidaan. Tällöin vältetään äkillisiltä lujuuden muutoksilta eikä vyöhykejako ohjaa liukupinnan sijaintia niin vahvasti kuin erillisiä lujuusvyöhykkeitä käytettäessä.

3.3.5 Kuivakuori

Kuivakuorella tarkoitetaan tässä pehmeän savikerroksen päällä sijaitsevaa, osittain vedellä kyllästynyttä ja ylikonsolidoitunutta hienorakeista maakerrosta. Kuivakuoresta mitattava leikkauslujuus on tyypillisesti huomattavan korkea alapuolisen, rakeisuudeltaan samanlaisen savikerroksen suljettuun leikkauslujuuteen verrattuna. Lisäksi kuivakuoren jäykkyys on huomattavasti alapuolista kerrosta suurempi. Kuivakuoresta mitattua lujuutta ei voida sellaisenaan käyttää laskelmissa (edes redusoituna) mm. kuivakuorelle tyypillisen halkeilun ja kyllästysasteen vaihtelun takia.

Jos kuivakuori on selvästi halkeillut (havaittu kuivumishalkeilua tai esim. vanhasta sortumasta johtuvia halkeamia), sen lujuus mallinnetaan avoimessa tilassa käyttäen alapuolisen maan kitkakulmaa. Maan pintaa pitkin kulkevien liukupintojen välttämiseksi voidaan kuitenkin käyttää lisäksi suhteellisen pientä koheesion arvoa $c' = 5$ kPa.

Korkeintaan 2 m paksun, halkeilemattoman kuivakuoren maksimilujuutena käytetään laskennassa keskimääräistä lujuutta edustavaa vakioarvoa $s_{u}^{kk} = 30 \text{ kPa}$ (kuva 3.4).



Kuva 3.4 Alle 2 m paksun kuivakuoren lujuuden mallintaminen laskelmissa.

Yli 2 m paksuilla halkeilemattomilla kuivakuorilla laskijan tulee käyttää omaa harkintaa. Kuivakuoren lujuus tulee mitata esimerkiksi siipikairalla tai CPTU-kairauksella. Lujuuden laskenta-arvo tulee valita mittausten ja muiden havaintojen perusteella mitattua arvoa alaspäin korjaamalla, jotta huomioidaan mm. kuivakuoren halkeilun ja kyllästysasteen vaikutus. Laskelmissa käytettävä kuivakuoren leikkauslujuus voi tällöin olla minimissään alapuolisen saven suljettu leikkauslujuus, ja maksimissaan 50 kPa.

3.4 Laskenta tehokkailla jännityksillä (φ' - c')

3.4.1 Yleistä

Tehokkaita jännityksiä käytettäessä maan leikkauslujuus ilmaistaan Mohr-Coulombin kaavalla:

$$\tau_f = c' + (\sigma_n - u) \tan \varphi' \quad (7)$$

Tehokkaiden lujuusparametrien c' ja φ' ominaisarvojen valinnassa on noudatettava varovaisuutta ja huomioitava mm. muodonmuutostason todellinen vaihtelu liukupinnalla. Huokosvedenpaine u on mallinnettava siten, että se vastaa kuormitus-tilannetta (avoin tai suljettu).

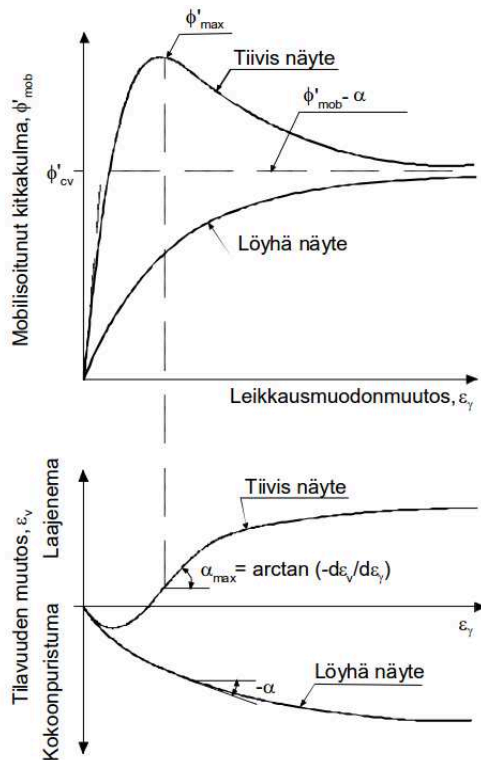
Erityisesti lamellimenetelmässä on huomioitava, että laskelmassa käytettävä kokonaisjännitys σ_n ei välttämättä vastaa todellisuutta. Erityisesti liukupinnan passiivipäässä ilmenee joskus liian suuria kokonaisjännityksen arvoja. Tämä saattaa johtaa epärealistisen suureen leikkauslujuuteen.

Lujittumista vanhan penkereen alla ei tarvitse erikseen huomioida, sillä se tulee implisiittisesti huomioiduksi laskennassa. Tämä kuitenkin edellyttää, että huokosveden ylipaine mallinnetaan oikein.

3.4.2 Avoimen tilan laskenta

Avoimessa tilassa huokosvedenpaine u mallinnetaan vallitsevan tilanteen suuruisena (tarvittaessa veden virtaus huomioiden). Kuormituksesta tai maan leikkautumisesta ei avoimessa tilassa aiheudu huokosveden ylipainetta.

Laskelmissa käytettävän kitkakulman valinnassa tulee huomioida maan tiiveyden ja muodonmuutostilan vaikutus. Tämä on esitetty kuvassa 3.5.



Kuva 3.5 Maan tiiveyden ja muodonmuutostilan vaikutus mobilisoituvaa kitkakulmaan.

Tiiviillä kitkamaakerroksilla kitkakulman huippuarvo saavutetaan verrattain pienellä muodonmuutostasolla (dilataation vaikutus). Leikkausmuodonmuutosten edelleen kasvaessa mobilisoituvaa kitkakulmaa pienenee kohti kriittisen tilan arvoa. Koska huippukitkakulmaa ei saavuteta samanaikaisesti kaikissa liukupinnan osissa, tulee kitkakulman arvot valita riittävän konservatiivisesti. Ainakin seuraavat varaumat tulee tehdä:

- Koko liukupinnan matkalla ei käytetä huippukitkakulmaa, vaikka maa olisikin kauttaaltaan tiivistä.
- Pehmeiden maakerrosten päällä sijaitsevien kitkamaatäyttöjen ja penkereiden kitkakulmana käytetään löyhän tilan arvoa, sillä pehmeän kerroksen muodonmuutokset aikaansaavat helposti leikkausmuodonmuutoksia kitkamaakerrokseen.

Kitkakulman taulukkoarvoja on annettu esimerkiksi julkaisussa NCCI 7 (LO 13/2017).

Normaalikonsolidoituneella tai lievästi ylikonsolidoituneella savimaalla ($OCR = 1...2$) ei käytetä laskennassa koheesiota c' , vaikka esim. kolmiakselialikokeessa esiintyisikin koheesiota (mitatut pienet koheesion arvot saattavat johtua huokosvedenpaineen mittausepä tarkkuuksista kokeessa). Osittain vedellä kyllästyneessä maassa esiintyvää näennäistä koheesiota ei huomioida mitoituksessa. Poikkeuksena yllämainittuun ovat selkeästi ylikonsolidoituneet ($OCR > 2$) savet, joilla koheesion huomiotta jättäminen johtaisi selvään lujuuden aliarviointiin.

3.4.3 Suljetun tilan φ' - c' -laskenta

Suljetussa tilassa saven leikkauslujuus voidaan ilmaista tehokkailla lujuusparametreilla kuten avoimessa tilassa, mutta huokosveden ylipaine tulee mallintaa tarkasti. Huokosveden ylipaine voidaan jakaa kuormituksesta ja maan leikkautumisesta aiheutuviin komponentteihin (esim. Lehtonen 2015).

Kuorman (ulkoinen kuorma, kuten liikennekuorma tai uusi penger / uusi vastapenger) aiheuttama huokospaine mallinnetaan kuorman alla sijaitsevilla lamelleilla siten, että huokospaineen kasvu vastaa pystysuuntaista kuormitusta. Tämä voidaan laskea esim. käyttämällä kaavaa:

$$u_q = r_{uq} \cdot q_{app} \quad (8)$$

missä u_q on kuorman aiheuttama huokosvedenpaine (kPa), r_{uq} on kuorman aiheuttaman huokospaineen suuruutta kuvaava kerroin, ja q_{app} on ulkoinen kuorma (kPa). Kertoimen arvo on oletuksena $r_{uq} = 1,0$. On huomiotava, että eri laskentaohjelmissa vastaavat kertoimet saattavat toimia hieman toisistaan poikkeavasti, jolloin kertoimen "oikea" arvo saattaa vaihdella. Perusperiaate on kuitenkin se, että kuormitettuihin lamelleihin mallinnetaan kuorman aiheuttaman normaalijännityksen suuruinen huokospainelisäys siten, että kuormitus ei aiheuta muutoksia leikkauslujuuteen suljetussa tilassa.

Koska lamellimenetelmissä ulkoisia kuormia ei jaeta maassa todenmukaisesti, tulee kuormasta aiheutuva huokosveden ylipaine myös mallintaa vastaavasti. Tästä syystä mitattua tai FEM-mallinnettua huokospainejakaumaa ei voida suoraan käyttää lamellimenetelmässä.

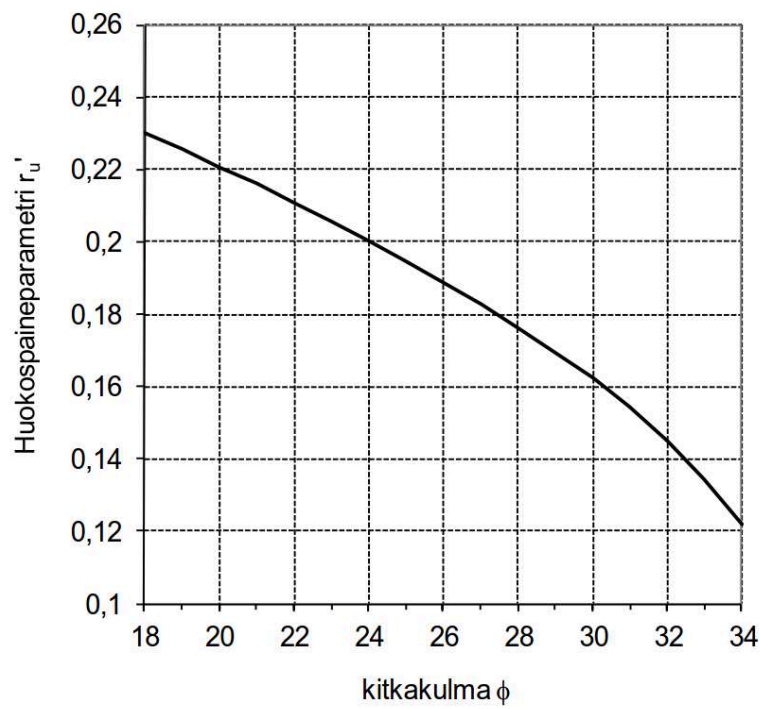
Leikkautumisesta aiheutuvaa huokosveden ylipainetta esiintyy tyypillisesti normaalkonsolidoituneilla tai lievästi ylikonsolidoituneilla savilla, joilla on taipumus puristua kokoon leikkautuessa. Huomattavan ylikonsolidoituneilla savilla tai tiivillä silteillä on puolestaan taipumus dilataatioon, jolloin huokosveden ylipainetta ei leikkautumisesta synny.

Saven leikkautumisesta johtuva huokospaine riippuu mm. ylikonsolidaatioasteesta, anisotropiasta ja kuormitusnopeudesta. Tästä syystä sen esiintymistä on suositeltavaa arvioida perustuen tehokkaisiin jännityspolkuihin. Tätä voidaan arvioida esimerkiksi HSU-menetelmällä (Liite 2).

Normaalikonsolidoituneessa tai lievästi ylikonsolidoituneessa savessa leikkautumisesta johtuvaa huokosveden ylipainetta voidaan suuntaa-antavasti arvioida r_u' -menetelmällä (Länsivaara 2010):

$$u_{ey} = r_u' \cdot \sigma'_{v0} \quad (9)$$

missä u_{ey} on maan leikkautumisen aiheuttama huokosveden ylipaine murtotilassa, r_u' huokospaineparametri ja σ'_{v0} on tehokas pystyjännitys. Parametrin r_u' arvo voidaan määrittää kitkakulman perusteella kuvan 3.6 mukaisesti.



Kuva 3.6 Parametrin r_u' arvo kitkakulman funktiona (Civilpoint Oy 2018) .

4 Pohjanvahvistukset

Jos uuden tai vanhan penkereen stabiliteetti luonnontilaisella pohjamaalla ei ole riittävä, voidaan varmuutta kasvattaa erilaisilla pohjanvahvistustoimenpiteillä. Pohjanvahvistustapa valitaan teknis-taloudellisen tarkastelun perusteella.

Tehtäessä pohjavahvistuksia olemassa olevan penkereen läheisyydessä pitää toimenpiteiden suunnittelussa ja eri vaiheissa tehtävissä stabiliteettianalyseissa huomioida mm:

- pohjamaan häiriintyminen
- huokospaineen kasvu uusista vastapenkereistä, täytöistä sekä muista toimenpiteistä (esim. paalutus)
- toimenpiteistä mahdollisesti aiheutuvat siirtymät, erityisesti painumat

Pohjanvahvistusten mitoituksessa otetaan huomioon murto- että käyttörajatilat.

Mikäli vahvistettava kohde arvioidaan stabiliteetiltaan kriittiseksi, voidaan penkereen ja pohjamaan muodon muutoksia ennen varsinaisia pohjanvahvistustoimenpiteitä sekä työn aikana seurata esimerkiksi inklinometri-, takymetri- tai painumaletkumittauksilla. Jatkuvilla huokospainemittauksilla voidaan karkeasti arvioida maan senhetkistä lujuutta (katso Mohr-Coulombin murtoehto, kaava 7) ja sitä kautta stabiliteettia. Huokospaineen äkillinen kasvu tai kiihtyvät siirtymät voivat olla merkkejä sortuman kehittymisestä. Ratapenkereiden seurantamittauksista katso RATO 3 (LO 13/2018). Varsinaiset stabiliteetin parantamistoimenpiteet mitoitetaan kuitenkin siten, että varmuus on riittävä eikä RATO 3 mukaista seurantaa tarvita.

Mikäli tutkitun penkereen vakavuus ei ole riittävä ilman pohjanvahvistuksia, voidaan käyttää esimerkiksi alla mainittuja toimenpiteitä. Toimenpiteet suunnitellaan asianomaisten ohjeiden mukaan. Rautatiepenkereitä koskevia määräyksiä on esitetty ohjeessa RATO 3.

Nykyisen penkereen vakavuutta parantavat toimenpiteet kohdistuvat joko nykyisen penkereen alle, sen viereen tai näiden yhdistelmänä. Ratapenkereillä toimenpiteiden toteutettavuuteen vaikuttaa se, onko mahdollista toimia RSU:n sisäpuolella.

1. Nykyisen penkereen alle tehtäviä tavanomaisia toimenpiteitä ovat pengerpaalulaatta, massanvaihto, kevennys tai lujitteet. Tiepenkereiden kanssa voi myös tulla kyseeseen syvästabilointi, jos liikenne voidaan työn ajaksi ohjata kiertotielle.
2. Nykyisen penkereen vieressä tehtäviä toimenpiteitä ovat vastapenger, tukimassanvaihto sekä syvästabilointi.
3. Nykyisen penkereen vieressä tehtävä, mutta sen alle ulottuva toimenpide on penkereen vieressä rakennettava, mutta penkereen alle ankkuroitava tukiseinä. Jos tukiseinä rakennetaan penkereen molemmille puolille, pyritään yleensä käyttämään ankkureiden sijasta vastaponttirakennetta, jossa tukiseinät yhdistetään vaakasuorilla vetotangoilla.

Vastapenger

Vastapengertä voidaan käyttää pohjavahvistustoimenpiteenä, mikäli vain stabiliteetti pyritään parantamaan. Vastapenger on osa penkereen rakennetta, joten sen stabiliteetti on laskettava samalla varmuustasolla kuin varsinaisen penkereenkin. Vastapenkereiden tarkasteluissa on huomioitava myös niiden aiheuttamat painumat ja niiden vaikutus penkereen ja siihen liittyvän infrastruktuurin toimintaan (esim. kunnossapitotarpeen kasvu). Painumat ovat usein mitoittava tekijä penkereiden geoteknisessä suunnittelussa.

Suljetussa tilassa uuden vastapenkereen alle mallinnetaan penkereen aiheuttamaa pystyjännityslisäystä vastaava huokosveden ylipaine. Ohjelmasta riippuen tämä voidaan tehdä esim. mallintamalla penger kuormana tai ”uutena” maakerroksena.

Massanvaihto

Massanvaihto voidaan tehdä joko nykyisen penkereen alle tai tukimassanvaihtona penkereen viereen. Massanvaihto tulee tehdä vaiheittain lyhyissä osissa siten, että täyttö tehdään heti kaivun perään. Radan välittömässä läheisyydessä tehtävä massanvaihto vaatii liikennekatkon. Massanvaihtokaivannon teko voi edellyttää työnaikaista tukiseinää.

Tukiseinä

Jos penkereen stabiliteettia ei saada riittäväksi vastapenkereellä, penkereen alle tai viereen, maahan tai kallioon ankkuroitu tukiseinä saattaa olla toimiva ratkaisu. Tukiseinä saattaa olla toimiva ratkaisu myös tapauksissa, jossa paalutustyön, massanvaihtotyön tai syvästabilointityön pelätään aiheuttavan penkereen sortumavaaran. Tyypillisesti kokonaistaloudellisin tuentaratkaisu on yhdeltä tasolta tuettu tukiseinä. Molemmiin puolin pengertä rakennettavat tukiseinät voidaan ankkuroida toisiinsa vetotangoilla (vastapontti).

Tukiseinän stabiliteettia parantava vaikutus perustuu siihen, että vaaralliset liukupinnat eivät pääse kehittymään seinän läpi, vaan mahdolliset liukupinnat kulkevat seinän ulkopuolelta.

Vapaasti seisovia tukiseiniä ei lähtökohtaisesti käytetä stabiliteetin parantamiseen.

Stabilointi

Syvästabilointia, massastabilointia tai näiden yhdistelmää voidaan käyttää penkereen stabiliteetin parantamiseen pehmeillä pohjamailla. Menetelmien soveltuvuudesta ja suunnitteluprosessista tarkemmin Syvästabilointiohjeessa (LO 17/2018).

Ratapenkereillä syvästabilointi soveltuu pohjavahvistusmenetelmäksi vain, mikäli ratapenkereen stabiliteetti lujittumisen alkuvaiheessa on riittävä (katso LO 17/2018).

Kevenneet

Erilaiset kevennerakenteet sijoitetaan penkereeseen tai sen alle. Yleisesti ottaen kevennerakenteet tulevat kysymykseen uusissa penkereissä tai silloin, jos penger käytännössä rakennetaan uudelleen. Tiepenkereiden osalta noudatetaan ohjetta Kevennysrakenteiden suunnittelu (LO 5/2011).

Lujitteet

Geolujitteiden stabiliteettia parantava vaikutus perustuu niiden kykyyn mobilisoida vetojännityksiä. Lujitteet sijoitetaan penkereen alle siten, että kaikilla kriittisillä liukupinnoilla voidaan mobilisoida riittävä tartunta lujitteen ja maan välille. Yleisesti ottaen lujitteet tulevat kysymykseen uusissa penkereissä tai silloin, jos penger käytännössä rakennetaan uudelleen. Lisätietoja oppaasta Geolujitetut maarakenteet (Liikenneviraston oppaita 2/2012).

Paalulaatta

Paalulaattaa käytetään erityisesti silloin, kun muilla ratkaisuilla ei saavuteta riittävää stabiliteettia tai käyttörajan painuman raja-arvot eivät täyty maanvaraisissa ratkaisuissa. Paalulaatta on tavanomaissakin kohteissa usein taloudellisin ratkaisu korkeilla penkereillä.

Pengerpaalulaatan suunnitteluperiaatteet on esitetty ohjeessa Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu (LO 5/2014).

5 Tehtävät eri suunnitteluvaiheissa

Stabiliteettilaskennan vaadittava tarkkuus ja suunnittelun yksityiskohtaisuus määräytyvät pääsääntöisesti suunnitteluvaiheen mukaan. Tulosta arvioitaessa ja raportoidaessa tulee ottaa huomioon tuloksen vaikutus väylän suunnitelmaratkaisuun kokonaisuudessaan.

Jokaisessa suunnitteluvaiheessa laskelmat tulee dokumentoida kirjallisessa geoteknisessä suunnitteluraportissa sellaisella tarkkuudella, että kolmas osapuoli voi ne tarkastaa ja tarvittaessa toistaa.

5.1 Tarveselvitysvaihe

Tarveselvitysvaiheen stabiliteettilaskennat tehdään tyypillisesti saatavilla oleviin maaperä- yms. tietoihin perustuen. Näitä ovat esim. vanhat pohjatutkimukset (esim. GTK:n pohjatutkimustietokannasta), vanhat suunnitelmapiirustukset, kunnossapitodata, kartta-aineistot jne. Tarpeen mukaan voidaan teettää lisäpohjatutkimuksia erityisesti silloin, jos niitä tarvitaan päätöksenteon tueksi.

Avoimen tilan stabiliteettilaskelmissa tehokas kitkakulma voidaan määrittää esim. kaorausvastuksen perusteella NCCI 7 (LO 13/2017) liitteessä 6 esitettyjen taulukkojen mukaan.

Suljetun tilan laskelmat tehdään $\phi=0$ -menetelmällä. Suljettu leikkauslujuus voidaan määrittää joko saatavilla olevista pohjatutkimuksista tai arvioida kohdassa 3.3.3 esitetyillä korrelaatioilla.

Lähtökohtaisesti tarveselvitysvaiheen laskelmat tehdään lamellimenetelmällä.

Tarveselvitysvaiheessa stabiliteettilaskelmat ovat luonteeltaan suuntaa-antavia, mutta niiden perusteella tehdään alustavia päätöksiä jatkotoimista. Tärkeää on tunnistaa stabiliteetiltaan heikoimmat poikkileikkaukset suunnittelualueella, ja määritellä toimenpiteet, joita mahdollisesti tarvitaan riittävän stabiliteetin saavuttamiseksi.

On syytä ottaa huomioon, että tarveselvitysvaiheessa laskettu varmuustaso vaikuttaa myöhemmissä vaiheissa suunniteltavien toimenpiteiden valintaan.

5.2 Yleis-, rata-/tie- ja rakennussuunnitelma- vaihe

Eri suunnitteluvaiheissa tehdään tarkentuvat pohjatutkimukset sitä mukaa kun siirrytään yksityiskohtaisempaan suunnitteluvaiheeseen. Eri suunnitteluvaiheissa vaadittavat pohjatutkimusmäärät on esitetty ohjeessa Geotekniset tutkimukset ja mittaukset (LO 10/2015). Stabiliteettilaskelmiin tarvittavista pohjatutkimuksista katso luku 2.

Penkereiden stabiliteetin laskentaohje

Yleissuunnitelman, rata- tai tiesuunnitelman ja rakennussuunnitelmavaiheen stabiliteettilaskelmat tehdään lähtökohtaisesti pohjatutkimustuloksiin perustuen. Avoimen tilan laskelmissa käytettävä kitkakulma voidaan kuitenkin määrittää taulukkoarvona (esim. NCCI 7 (LO 13/2017) liite 6), mutta valinta on tehtävä riittävän konservatiivisesti maan rakeisuuteen, tiiveyteen ja mitattuun kairausvastukseen perustuen.

Suljetun tilan laskelmat tehdään lähtökohtaisesti $\phi=0$ -menetelmällä mitattuun ja redusoituun suljettuun leikkauslujuuteen perustuen (kohta 3.3.1). Jos suljettua leikkauslujuutta ei saada luotettavasti määritettyä, voidaan se mallintaa kohdan 3.3.2 mukaisesti mitattujen parametrien (esim. tehokas kitkakulma ja ylikonsolidaatioaste) perusteella. Mitatun tai mallinnetun suljetun leikkauslujuuden arvon oikeellisuutta voidaan arvioida esimerkiksi kohdassa 3.3.3 määritetyillä korrelaatioilla.

Tarpeen mukaan voidaan käyttää suljetun tilan $c'-\phi'$ -analyysia esimerkiksi tarkistamaan $\phi=0$ -analyysien tuloksia.

Stabiliteettilaskenta voidaan tehdä lamellimenetelmällä tai elementtimenetelmällä. Elementtimenetelmän käytöllä saadaan suurimmat edut vaativissa ja monimutkaisissa kohteissa (esim. Geotekninen luokka 3).

Mitoitus tulee tehdä edustavien, stabiliteetiltaan vaarallisimpien poikkileikkausten perusteella. Tämä voidaan saavuttaa esimerkiksi suunnittelualueen eri poikkileikkausten geometriaa tarkastelemalla, sekä tekemällä suuntaa-antavia stabiliteettilaskelmia pienimmän varmuuden omaavan poikkileikkauksen haarukoimiseksi. Vaarallisimpien poikkileikkausten lisäksi laskennalla haetaan vahvistettavan alueen rajat, eli kohdat, joissa stabiliteetti täyttää RATO3 vaatimukset.

Lähteet

Civilpoint 2018. Geocalc 4.0 käyttöohje

Jaky, J. 1948. Pressure in silos, 2nd ICSMFE, London, Vol. 1, pp. 103-107

Helenelund, K.V. 1977. Methods for reducing undrained shear strength of soft clay. In: Swedish Geotechnical Institute, Proceedings No. 3

Jussila, H., 2019. Siltojen tulopenkereiden 2D / 3D stabiliteettilaskentamenetelmien vertailu. Diplomityö, Oulun yliopisto

Larsson, R., 2007. CPT-sondering utrustning – utförande – utvärdering. En in-situ metod för bestämning av jordlagerföljd och egenskaper i jord. Swedish geotechnical institute. Linköping 2007. Information 15. s.71

Larsson, R., Sällfors, G., Bengtsson, P-E., Alén, C., Bergdahl, U., Eriksson, L. 2007. Skjuvhållfasthet: utvärdering i kohesionsjord, Statens geotekniska institute (SGI).

Lehtonen, V. 2015. Modelling Undrained Shear Strength and Pore Pressure Based on an Effective Stress Soil Model in Limit Equilibrium Method. Väitöskirja, TTY

Lunne, T., Berre, T., & Strandvik, S. 1997. Sample disturbance effects in soft low plastic Norwegian clay. In Symposium on Recent Developments in Soil and Pavement Mechanics

Länsivaara, T. 2010. Failure induced pore pressure by simple procedure in LEM, In: Benz, T. et al. (eds.). Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Proceedings of the Seventh European Conference on Numerical Methods in Geotechnical Engineering Numge 2010, Trondheim, Norway, 2-4 June, 2010.

Mansikkamäki, J. 2015. Effective stress finite element stability analysis of an old railway embankment on soft clay. Väitöskirja, TTY

Mayne, P.W. & Kulhawy F.H 1982 Ko-OCR relationships in soil, Journal of the Geotechnical Engineering Division, vol. 108, no. 6, pp. 851-872

Savolainen, L., Mansikkamäki, J. & Kalliainen A. (2017). 2D Loads for Stability Calculations of Railway embankments – 3D FEM Comparison Between Load Models and Uniformly Distributed Area Loads in Stability Calculations. Helsinki 2017. Research reports of the Finnish Transport Agency 56/2017. 40 p. Available at: <http://urn.fi/URN:978-952-317-483-2>

SGY 2018. Kairausohje II Siipikairaus, Liikenneviraston soveltamisohjeet (2018).

Liikenneviraston ohjeet ja oppaat

Eurokoodin soveltamisohje - Geotekninen suunnittelu - NCCI 7 (Liikenneviraston ohjeita 13/2017)

Geolujitetut maarakenteet (Liikenneviraston oppaita 2/2012).

Geotekniset tutkimukset ja mittaukset (10/2015)

Kevennysrakenteiden suunnittelu (Liikenneviraston ohjeita 5/2011)

Paalulaattojen ja paaluhatturakenteiden suunnittelu (Liikenneviraston ohjeita 5/2014).

Ratatekniset ohjeet (RATO) osa 3. Radan rakenne (Liikenneviraston ohjeita 13/2018)

Suljettu leikkauslujuus stabiliteettilaskelmissa (Liikenneviraston oppaita 2/2018)

Syvästabilointiohje (Liikenneviraston ohjeita 17/2018)

Tien geotekninen suunnittelu (Liikenneviraston ohjeita 10/2012)

Suljetun leikkauslujuuden tulkinta CPTU-kairauksesta

Suljettu leikkauslujuus voidaan tulkita joko mitatun kärkivastuksen tai huokospaineen perusteella, eli yhtälöllä

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{N_{kt}} \quad \text{tai} \quad s_u = \frac{\Delta u}{N_{\Delta u}} \quad (\text{L1.1, L1.2})$$

jossa

s_u	on suljettu leikkauslujuus
q_t	on korjattu kärkivastus
σ_{v0}	on maassa vallitseva pystysuora kokonaisjännitys
N_{kt}	on kärkikerroin
Δu	on huokosylipaine
$N_{\Delta u}$	on kärkikerroin

Tulkinta voidaan tehdä ainoastaan käyttöluokan 1 kairauksesta. Kärkikertoimien N_{kt} ja $N_{\Delta u}$ arvot valitaan siten että CPTU-kairauksella tulkittu suljettu leikkauslujuus vastaa tutkimuspoikkileikkauksesta tehtyjen siipikairauksen mukaista redusoitua suljettua leikkauslujuutta. Referenssihiipikairauksien tulee olla käyttöluokan FV1 tai FV2 mukaisia, suojaputkella tehtyjä kairauksia. Huokospaineeseen perustuva yhtälö soveltuu normaalikonsolidoituneelle savelle, eikä sitä lähtökohtaisesti tule käyttää silttisten maakerrosten leikkauslujuuden määrittämiseen.

Kärkikerroin on maakerroskohtainen siten, että samassa maakerroksessa käytetään samaa kärkikertoimen vakioarvoa. Jos paksussa maakerroksessa kärkikerrointa ei pystytä sovittamaan koko kerrokselle yhteneväksi siipikairauksen kanssa, painotetaan valinnassa kerroksen yläosaa, sillä yleensä kuivakuoren alapuolinen 3–4 m on stabiliteetin kannalta kriittisin kerros.

Jos siipikairauksia ei ole käytettävissä, tai ne ovat laadultaan huonoja, määritetään suljettu leikkauslujuus savessa yhtälöllä (Larsson 2007).

$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{13,4 + 6,65w_L} \left(\frac{OCR}{1,3} \right)^{-0,2} \quad (\text{L1.3})$$

jossa

s_u	on suljettu leikkauslujuus
q_t	on korjattu kärkivastus
σ_{v0}	on maassa vallitseva pystysuora kokonaisjännitys
w_L	on juoksuraja tai hienousluku
OCR	on ylikonsolidaatioaste

Mikäli savikerros on normaalikonsolidoitunut tai vain lievästi ylikonsolidoitunut ($OCR < 2$), voidaan edellistä yhtälöä käyttää myös ilman OCR-korjausta muodossa

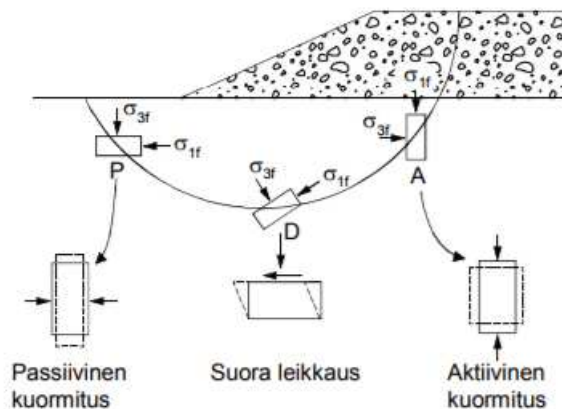
$$s_u = \frac{q_t - \sigma_{v0}}{13,4 + 6,65w_L} \quad (\text{L1.4})$$

Jos juoksurajaa w_L ei ole määritetty, käytetään alustavissa laskelmissa kärkikertoimelle lähtökohtaisesti arvoa $N_{kt}=16,3$. Yhtälöillä L1.3 tai L1.4 määritettyä leikkauslujuutta ei redusoida.

Anisotrooppisen suljetun leikkauslujuuden määrittäminen ja käyttö lamellimenetelmissä

Suunnittelijalla on mahdollisuus käyttää anisotrooppista suljettua leikkauslujuutta $\phi=0$ -analyysissä. Usein tällä tavalla voidaan saada hieman parempia laskennallisia varmuuksia kuin isotrooppisella lujuudella laskettuna, varsinkin jos suuri osa liukupinnasta kulkee aktiivileikkauksen vyöhykkeessä.

Anisotrooppista suljettua leikkauslujuutta käytettäessä määritetään lujuus aktiivileikkauksessa, suorassa leikkauksessa ja passiivileikkauksessa (kuva L2.1). Anisotrooppisen suljetun leikkauslujuuden käytöstä annetaan lisäohjeita julkaisussa Suljettu leikkauslujuus stabiliteettilaskelmissa (Liikenneviraston oppaita 2/2018).



Kuva L2.1 Kuormitustapaukset eri liukupinnan osissa.

Kuten yleisesti ottaen luvussa 3.3 määritellään, laskelmissa käytettävä suljettu leikkauslujuus voidaan määrittää:

- mittaamalla
- mallintamalla
- korrelaatioihin perustuen

Mitoituslaskelmat tulee tehdä mitattuun suljettuun leikkauslujuuteen perustuen, tai jos lujuus mallinnetaan, käytetyn mallin lujuusparametrit tulee määrittää mittaamalla.

Lähtökohtaisesti anisotrooppinen suljettu leikkauslujuus voidaan määrittää joko **anisotrooppiseen maamalliin perustuen** tai **laboratoriokokeiden perusteella**. Edellisestä tavasta esimerkkinä on tässä esitetty HSU-menetelmä. Jälkimmäisestä esitetään esimerkkeinä kaksi tapaa, missä yhdistellään mittauksia ja korrelaatioita.

HSU-menetelmää voidaan käyttää anisotrooppisen suljetun leikkauslujuuden mallintamiseen. Tällöin lähtötiedoiksi tarvitaan saven tehokas kitkakulma suurella muodonmuutostasolla sekä ödometrikoesarjalla määritetty esikonsolidaatiojännityksen jakauma. HSU-menetelmän käyttö on ohjeistettu alla sekä tarkemmin julkaisussa LO 2/2018.

Penkereiden stabiliteetin laskentaohje

Mitattuja tai mallinnettuja anisotrooppisen lujuuden arvoja sovelletaan laskelmissa siten, että lujuus riippuu liukupinnan kaltevuudesta. Lisäksi laskelmissa tulee huomioida suljetun leikkauslujuuden kasvu syvyyden funktiona. Lujuuden riippuvuus liukupinnan suunnasta voidaan laskentaohjelman ominaisuuksista riippuen tehdä jatkuvalla funktiolla, tai määrittämällä maaperään erilliset aktiivileikkauksen, suoran leikkauksen ja passiivileikkauksen vyöhykkeet.

Tässä lujuuden määrittäminen ja sen mallintaminen laskelmissa on esitetty yksinkertaistettuna "tarkistuslistana" selityksin.

Mittauksiin perustuva lujuuden määrittäminen

Aktiivi- ja passiivileikkauksen s_{uA} -arvot voidaan mitata suljetuilla kolmiakselialikokeilla (puristus- ja vetokoe). Suoran leikkauksen suljettu leikkauslujuus voidaan määrittää suljetulla DSS-kokeella.

Määrittäminen voidaan tehdä myös yhdistämällä mittauksia ja korrelaatioita, jos lujuuden määrittäminen eri suunnista ei ole mahdollista. Epäorgaanisille, normaalikonsolidoituneille tai lievästi ylikonsolidoituneille ($OCR < 2$) saville voidaan soveltaa ruotsalaista korrelaatiota (Larsson et al 2007 mukaan):

$$s_{uA} = 0,33 \cdot \sigma'_c \quad (L2.1)$$

$$s_{uD} = (0,127 + 0,175w_L) \cdot \sigma'_c \quad (L2.2)$$

$$s_{uP} = (0,055 + 0,235w_L) \cdot \sigma'_c \quad (L2.3)$$

missä s_{uA} , s_{uD} ja s_{uP} ovat suljetut leikkauslujuudet aktiivi-, suorassa ja passiivileikkauksessa, σ'_c esikonsolidaatiojännitys ja w_L juoksuraja tai hienousluku.

Alla esitetään kaksi yksinkertaista esimerkkiä anisotrooppisen lujuuden määrittämisestä mittausten ja korrelaatioiden yhdistelmänä.

Esim. 1: Tehdään kolmiakselialisia puristuskokeita, joita täydennetään yleisesti käytetyllä korrelaatiolla. Kokeet konsolidoidaan siten, että keskimääräinen konsolidaatiojännitys kokeessa vastaa maassa näytteenotto- ja syvyydellä vallitsevaa keskimääräistä jännitystä. Tällöin määritettävä lujuusprofiili vastaa kyseisessä sijainnissa vallitsevaa konsolidaatiojännitysprofiilia.

Mitään varsinaisia redusointikertoimia ei sovelleta, kun lujuus mallinnetaan anisotrooppisena. Käytettävä koenoisuus tulee olla normaali. Kolmiakselialikokeessa/aktiivileikkauksessa esiintyvän myötöpehmenemisen vaikutusta huomioidaan kertomalla mitattu suljettu leikkauslujuus mallikertoimella $\xi_{SuA} = 0,9$.

$$s_{uA} = 0,9 \cdot s_{uA}^{koe} \quad (L2.4)$$

$$s_{uD} = (0,38 + 0,53 w_L) \cdot s_{uA} \quad (L2.5)$$

$$s_{uP} = (0,17 + 0,71 w_L) \cdot s_{uA} \quad (L2.6)$$

Esim. 2: Käytettävä vertailulujuus voi olla myös suljetulla DSS-kokeella mitattu suora leikkauslujuus (tai siipikairalla mitattu lujuus, joka usein vastaa osapuilleen suoraa leikkauslujuutta). Tällöin lujuudet eri suunnissa voidaan määrittää seuraavasti:

$$s_{uA} = \frac{s_{uD} \cdot 0,33}{0,127 + 0,175w_L} \quad (L2.7)$$

$$s_{uD} = s_{uD}^{koe} \quad (L2.8)$$

$$s_{uP} = \frac{s_{uD} \cdot (0,055 + 0,235w_L)}{0,127 + 0,175w_L} \quad (L2.9)$$

HSU-menetelmän käyttö, lujuuden määrittäminen mallintamalla

HSU-menetelmää voidaan käyttää anisotrooppisen suljetun leikkauslujuuden määrittämiseen erityisesti lamellimenetelmissä. Menetelmää voidaan pääosin soveltaa normaali- tai lievästi ylikonsolidoituneisiin epäorgaanisiin saviin. HSU-menetelmällä määritettyjä suljetun leikkauslujuuden arvoja ei redusoida laskentaa varten. Lujuuden anisotropian huomiointi poistaa vastaavan redusointitarpeen. Myötöpehmenemiseen ja kuormitusnopeuteen vaikuttava redusointitarve huomioidaan sovittamalla malli siten, että sen antama lujuus vastaa "huipun jälkeistä" arvoa riittävän hitaassa kuormituksessa. Tämä sovitus on huomioitu HSU:n parametrien oletusarvojen valinnassa.

Maan lujuuden osavarmuus kohdennetaan HSU-menetelmällä määritettyihin suljetun leikkauslujuuden arvoihin. Osavarmuutta ei siis kohdenneta lujuusparametreihin ennen mallin käyttöä, vaan malliin syötetään parametrien ominaisarvot.

Laskenta voidaan tehdä esim. Liikenneviraston verkkosivuilta löytyvällä HSU-menetelmän laskentapohjalla (LINKKI).

1. **Määritä esikonsolidaatiojännityksen σ'_c jakauma maakerroksessa (syvyyssuunnassa, eri vaakasijainneissa).** Esimerkiksi penkereen alla, luiskan alla ja luiskan vieressä. Tässä pätevät kohdassa 3.3.4 esitetyt lujittumisen huomiointiin liittyvät säännöt. HSU-menetelmässä
2. **Määritä seuraavat maakerrosparametrit:**
 - **Tehokas kitkakulma ϕ'** (suurta muodonmuutostasoa vastaava arvo)
 - **Tehokas koheesio c'** (suurta muodonmuutostasoa vastaava arvo, maksimiarvo 2 kPa)
 - **Lepopainekertoimen sovituskerroimet C ja D (oletukset C = 1 ja D = 1).** Arvoja voidaan säätää mallin sovittamiseksi mittausdataan, mutta oletusarvoista poikkeaminen tulee tehdä varoen.
 - **"Plastisuusparametri" λ/κ** (oletus $\lambda/\kappa = 5$). Arvoa voidaan säätää mallin sovittamiseksi mittausdataan, mutta oletusarvosta poikkeaminen tulee tehdä varoen. Tässä on tärkeää, että mallia ei soviteta huippulujuuksiin, vaan huipun jälkeistä lujuutta vastaavasti.
3. **HSU-laskentapohja antaa lujuuden arvot eri leikkaustapauksissa (aktiivi-, suora-, passiivilujuus).**
4. **Määritä anisotrooppinen lujuus laskentaohjelmassa siten, kuin se voidaan kyseisessä ohjelmassa tehdä.**

Tapa A: Geocalc 4.0 implementointi. Määritä laskentaohjelmaan vertailulujuus ja vertailulujuuden kasvu syvyyden funktiona, sekä anisotropiakertoimet, jotka kertovat lujuuden eri suunnissa suhteessa vertailulujuuteen. Vertailulujuus voi olla esimerkiksi mallinnettu (tai mitattu) aktiivilujuus.

HSU-laskentapohja (ohjeen julkaisuaikaan julkaistu versio) tulostaa suoraan GeoCalc 4.0-yhteensopivat parametrit, jotka voidaan syöttää ohjelmaan. Ohjelma interpoloi lujuuden väliarvot eri suunnissa.

Tapa B: Syötä ohjelmaan lujuusprofiilit eri liukupinnan kaltevuuksille. Ohjelma interpoloi väliarvot. Esim. ohjelmissa SLOPE/W ja SLIDE anisotrooppinen lujuus voidaan mallintaa näin (hieman toisista eriävillä tavoilla).

Tapa C: Luo geometriaan erilliset maakerrokset, joissa on erilliset lujuusprofiilit aktiivileikkaukselle, suoralle leikkaukselle ja passiivileikkaukselle liukupinnan kaltevuuden mukaan. Suuntaa-antavat liukupinnan kaltevuudet eri tapauksille ovat:

- $S_u = S_{uA}$, kun $\alpha \geq 25^\circ$
- $S_u = S_{uD}$, kun $-15^\circ > \alpha > 25^\circ$
- $S_u = S_{uP}$, kun $\alpha \leq -15^\circ$

Tapa C on käytettävissä myös silloin, kun ohjelmassa ei ole suoraa vaihtoehtoa anisotrooppisen lujuuden mallintamiselle. Tavassa C oletetaan tietyt liukupinnan kaltevuudet tietyissä paikoissa ennen laskentaa, mutta tehty maakerrosjako myös ohjaa laskennassa syntyvää liukupinnan muotoa. Tästä syystä maakerrosjakoa aktiivi-, suora leikkaus- ja passiiviosiin tulee päivittää iteratiivisesti ensimmäisten laskentatulosten perusteella.

Huomioi, että konsolidaatiojännityksen vaikutus lujuuteen (esim. lujittuminen vanhan penkereen alla) tulee huomioida erikseen esim. käyttämällä eri maakerroksia penkereen alla tai sivulla, tai sitomalla lujuus tehokkaaseen jännitystilaan. Tämä valinta riippuu ohjelmassa käytettävistä tavoista mallintaa maan lujuutta.

Laskenta elementtimenetelmällä

Yleisesti

Elementtimenetelmällä (FEA) on tiettyjä hyötyjä verrattuna perinteiseen lamellimenetelmään. Elementtimenetelmää käytettäessä saadaan tietoa stabiliteetin lisäksi myös penkereen pysty- ja vaakasuuntaisista siirtymisistä. Lisäksi elementtimenetelmällä saadaan mallinnettua maakerrosten jännitystila ja tehokkailla lujuusparametreilla laskettaessa huokospaineen mallinnus on huomattavasti lamellimenetelmää tarkempaa.

Laskenta voidaan suorittaa joko kokonais- tai tehokkailla jännityksillä. Lähtökohtaisesti stabiliteettilaskennassa elementtimenetelmä ja lamellimenetelmä tuottavat lähes saman tuloksen laskettaessa kokonaisjännityksillä ja samanlaisella maan lujuuden profililla. Näin ollen tavallisessa Su-laskennassa elementtimenetelmästä voi olla hyötyä lähinnä silloin, jos liukupinta on poikkeuksellisen vaikea muodoltaan tai geometria on muutoin lamellimenetelmälle hankala. Tässä liitteessä keskitytään laskentaan tehokkailla jännityksillä.

Materiaalimallit

Elementtimenetelmä itsessään ei anna lisäarvoa, jos mallissa ei käytetä materiaalimallia, joka riittävän tarkalla tavalla kuvaa maan todellista käyttäytymistä. Sopiva materiaalimalli riippuu maakerrosten ominaisuuksista ja käytettävästä laskentatavasta. Suositeltuja materiaalimalleja eri maalajeille on esitetty taulukossa L3.1.

Taulukko L3.1 Suositeltuja materiaalimalleja eri maalajeille stabiliteettilaskentaan.

Laskentatapa:	$c' - \phi'$	s_u
Kitkamaakerrokset	Hardening Soil (HS) Mohr-Coulomb (MC)	-
Kuivakuori	Hardening Soil	Mohr-Coulomb
Siltti	Hardening Soil Mohr-Coulomb	-
Savi ($s_u > 20$ kPa)	Soft Soil (SS) Hardening Soil	Mohr-Coulomb NGI-ADP
Savi ($s_u < 20$ kPa)	Soft Soil (S-CLAY)	Mohr-Coulomb NGI-ADP
Turve	Soft Soil (Modified Cam Clay)	Mohr-Coulomb

Mohr-Coulomb mallin soveltuu stabiliteettilaskentaan hyvin, kun lasketaan joko kokonaisjännityksillä tai kun materiaaliin ei synny huokosylipainetta. Muodonmuutosten arviointiin malli on huono, sillä maaperän todellinen muodonmuutoskäyttäytyminen on hyvin epälineaarista.

NGI-ADP on kehittynyt malli, joka ottaa huomioon saven anisotropian. Malli vaatii lähtötiedokseen saven puristuslujuuden, joka määritetään kolmiakσιαalikokeella (ks. kappale 3.3.2).

Hardening Soil on yleispätevä malli, joka oikein käytettynä soveltuu käytettäväksi muilla kuin pehmeillä savilla.

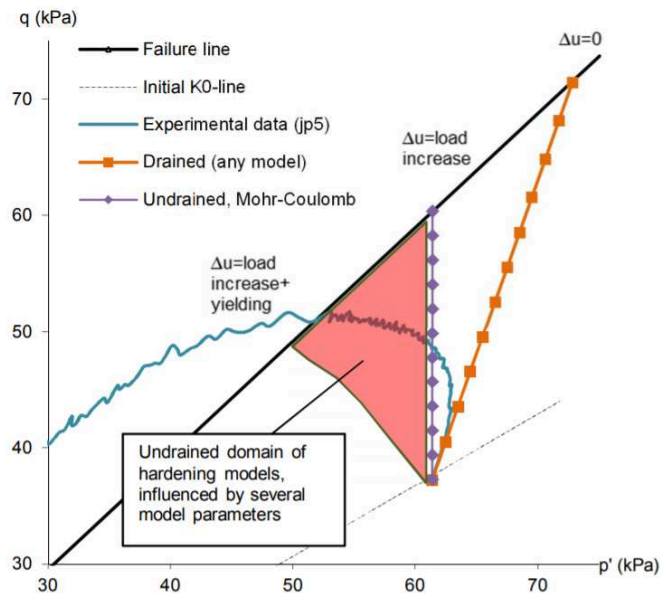
Soft Soil on suositeltu malli käytettäväksi savilla ja turpeella, kun lasketaan tehokkailla jännityksillä.

Eri materiaalmalleista on olemassa taulukkoon L3.1. listaamattomia jatkokehitettyjä versioita, jotka sisältävät tiettyjä lisäominaisuuksia. Tällaisia malleja ovat esimerkiksi Soft Soil Creep ja HSsmall. Näitä malleja voidaan myös tarvittaessa käyttää.

Silteillä materiaalimalliksi sopii parhaiten Hardening Soil. Muista kitkamaalajeista poiketen siltissä syntyy kuormituksessa yleensä aina huokosylipainetta, eli mallin tyyppiä tulee yleensä valita *Undrained*. HS-mallilla huokosylipaineen määrään vaikuttavat jäykkyyssparametrien E_{ur} , E_{50} ja E_{oed} keskinäiset suhteet. Sopiva jännityspolun suunta voidaan varmistaa simuloimalla kolmiakσιαalikoe esim. Plaxis Soil Testin avulla ennen varsinaista laskentaa.

Parametrit

Parametrien määrittäminen FE laskentaan tehdään kappaleessa 2.2. esitettyjen periaatteiden mukaisesti. Erityinen haaste stabiliteettilaskennassa tehokkailla parametreilla on pehmeän saven leikkauslujuuden mallintaminen. Saven kitkakulma on helppo määrittää kolmiakσιαalikokeilla, mutta tämän lisäksi savessa oleva ja kehittyvä huokosveden ylipaine tulee myös huomioida. Pehmeitä normaalikonsolidoituneita savia mallinnettaessa materiaalmalleissa ei välttämättä synny riittävää määrää huokosylipainetta, jos parametreja ei valita sopivalla tavalla. Kuvassa L3.1 on esitetty jännityspolkuja, jotka eri materiaalmalleilla ovat käytettävissä, sekä tyypillinen pehmeän saven jännityspolku kolmiakσιαalikokeesta.



Kuva L3.1 Materiaalin jännityspolku ja kuormituksessa syntyvä huokosylipaine riippuu materiaalmallista ja monista parametrivalinnoista.

Soft Soil –malli on varsin tarkka pehmeidenkin savien stabiliteettilaskentaan, kun parametrit määritetään oikealla tavalla. Pehmeillä savilla huokospaineen määrää voidaan kasvattaa (ja leikkauslujuutta pienentää) savikerroksen $K_{o^{nc}}$ -arvoa kasvattamalla. Pehmeillä savilla laskentaan syötetään mahdollisimman suuri $K_{o^{nc}}$ -arvo. Maksimiarvon suuruus määräytyy lähinnä kitkakulman perusteella.

Jäykkyysparametreilla ja erityisesti niiden keskinäisillä suhteilla voi olla merkitystä materiaalin käyttäytymisen kannalta. Soft Soil mallilla tyypilliset jäykkyysparametrien arvot pehmeälle savelle ovat $\sigma^* = 0,15 \dots 0,20$ ja $\sigma^* = \sigma^*/10$, missä ovat σ^* kuvaa normaalikonsolidoituneen ja σ^* ylikonsolidoituneen alueen jäykkyyttä. Mallissa σ^*/σ^* -suhteella on pieni vaikutus leikkauslujuuden maksimiarvoon, mutta laskelmissa voidaan hyvin käyttää ödometrikokeella määritettyä tai edellä mainittua jäykkyyssuhdetta.

Konsolidaatiojännityksellä (POP tai OCR) on merkittävä vaikutus stabiliteettilaskelmissa. CRS-kokeesta määritetty konsolidaatiojännitys tulee redusoida kohdan 2.2.3 mukaisesti.

Geometria

Laskentapoikkileikkauksen geometria tulee luoda mahdollisimman tarkasti. Useita kymmeniä pisteitä sisältävää maanpintamallia voi kuitenkin yksinkertaistaa geometriaa luodessa.

Elementtimenetelmässä ei voida asettaa hakurajoja tai hakualuetta vaarallisimman liukupinnan etsimiseksi, jolloin ei myöskään pystytä tekemään vääriä oletuksia liukupinnan sijainnista. Tämä johtaa usein myös siihen, että sortuma tapahtuu ensimmäisenä paikallisesti pengertuiskassa tai sivuojen reunoilla, jolloin itse penkereen stabiliteettia ei saada laskettua. Ongelma kannattaa kiertää geometrian vääristämisen sijaan muuttamalla maan lujuusparametreja paikallisesti. Sortuma tapahtuu usein pengertuiskassa, kun pengermateriaalin koheesio on 0 kPa. Tässä tapauksessa luiskin pinta voidaan mallintaa hieman lujempaan maamateriaalina, jolla on jonkin verran koheesiota. Ojan luiskissa voidaan myös lisätä maan lujuutta paikallisesti. Ojan pohjan lujuuden kasvattamista tulee kuitenkin välttää.

Näissä tapauksissa on aina tärkeää miettiä, vaikuttavatko tehdyt muutokset laskentatulokseen. Radan stabiliteettia laskettaessa vaarallisin liukupinta kulkee yleensä junakuorman ali päättyen sivuojan pohjalle. Tällä osuudella maan lujuutta ei pidä vääristää.

Elementit ja elementtiverkko

Stabiliteettilaskennassa liian harva elementtiverkko johtaa varmuuden yliarvioimiseen. Käytännössä riittävä elementtien määrä on 2D-laskennassa laskentapoikkileikkauksesta riippuen suuruusluokkaa 1000–2000 kpl.

Laskennan verkkoriippuvuus tulee sulkea pois suorittamalla laskenta vähintään kahdella eri tiheyden omaavalla elementtiverkolla. Laskenta voidaan suorittaa ensin harvemmalla elementtiverkolla ja tarkistaa lopuksi tiheimmällä verkolla.

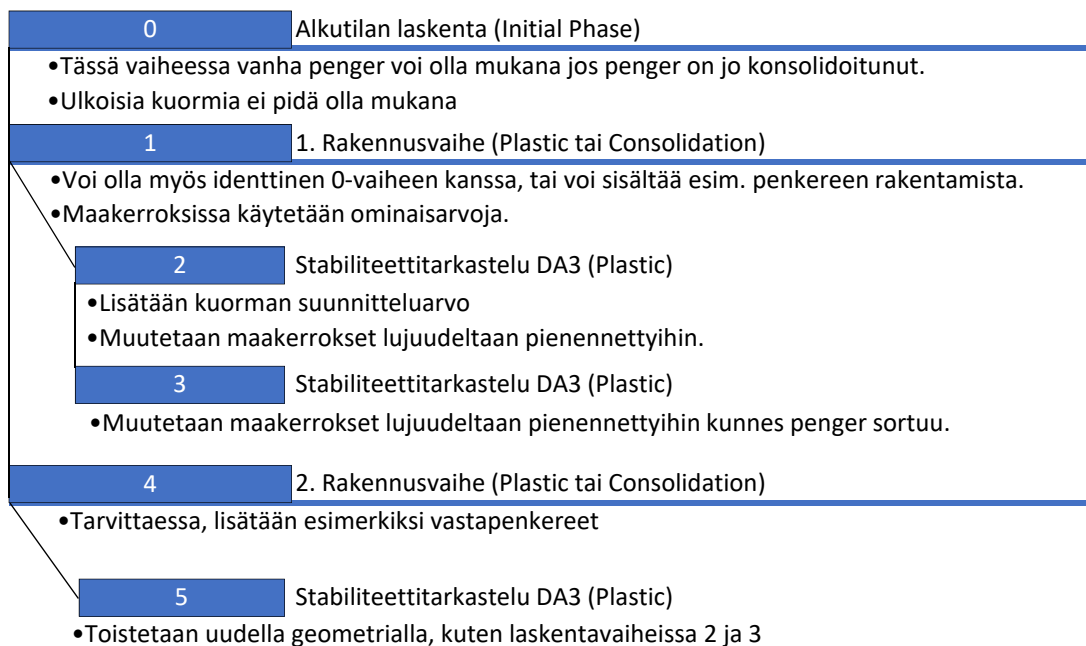
Kuorman mallintaminen

Kuorma voidaan mallintaa kuormaelementillä, jolla ei ole jäykkyyttä, tai jäykkänä kappaleena. Tällöin mallinnetaan 1,0 metriä korkea jäykkä, kuorman levyinen lineaarielastinen kappale, jonka kuormavaikutusta säädetään kappaleen tilavuuspainoa muuttamalla. Laskentatulokseen valinnalla ei ole käytännön vaikutusta, mutta jäljempänä mainittu tapa estää kuorman reunalla tapahtuvat paikalliset sortumat ja kuvaa paremmin ratarakenteen todellista jäykkyyttä.

Laskennan suorittaminen

Elementtimenetelmässä varmuus muodostetaan yleensä Safety-laskennassa, jossa maakerrosten lujuusparametreja pienennetään automaattisesti portaittain, kunnes sortuma syntyy mallin heikoimmassa kohdassa. Safety-laskenta soveltuu sellaisenaan varmuuden määrittämiseen s_u -laskennassa mutta ei c' - ϕ' -laskennassa materiaaleilla, joilla syntyy myödestä aiheutuvaa huokosylipainetta (pehmeät savet). Näin ollen c' - ϕ' -laskennassa kokonaisvarmuuslaskenta tulee tehdä manuaalisesti vaihtamalla maakerrosten tilalle heikompia maakerroksia. (Esim. Mansikkamäki 2015)

Kaaviokuvassa L3.2. on esitetty esimerkki stabiliteettilaskennassa tarvittavista laskentavaiheista tehokkailla lujuusparametreilla.



Kaaviokuva L3.2 Esimerkki stabiliteettilaskennan laskentavaiheista

Osavarmuustarkastelu

Laskenta suoritetaan aina ensin ominaisarvoilla, jotta saadaan tietoa rakenteen todellisesta käyttäytymisestä ja jännitystiloista.

Eurokoodin mukaisella laskentatavalla DA3 varmuus kohdistetaan muuttuviin kuormiin ja maan lujuuteen. Laskentavaiheessa, jossa stabiliteetti halutaan tarkistaa, vaihdetaan maakerrokseen materiaalit, joissa maan lujuus on pienennetty lujuuden osavarmuusluvuilla. Savikerroksissa, joissa oletetaan syntyvän myödestä aiheutuvaa huokosylipainetta (pehmeä savi), sovelletaan samaa lujuuden osavarmuuslukua, jota käytetään suljetulle leikkauslujuudelle. Soft Soil –mallissa saven kitkakulmaa pienennettäessä kasvatetaan myös K_{ϕ}^{nc} arvoa vastaamaan uutta kitkakulmaa. Tarvittaessa vedenpinta muutetaan vastaamaan suunnittelutilannetta.

Jos laskentavaihe menee läpi käyttäen kuorman suunnitteluarvoa ja maakerrosten osavarmuusluvuilla jaettuja lujuuksia, on penkereen $ODF \geq 1,0$. Tämän jälkeen voidaan tehdä uusi laskenta, jossa maan lujuutta pienennetään entisestään siten, että penger sortuu, jotta ODF saadaan määritettyä.

Penkereiden stabiliteetin laskentaohje

Taulukossa L3.2 on esitetty esimerkki siitä, kuinka maaparametrien ominaisarvoista muodostetaan suunnitteluarvot. Karkearakeisilla mailla $K_{o^{nc}}$ arvioidaan yleensä suoraa kitkakulmasta Jakyn yhtälöllä $1-\sin\varphi'$, tällöin $K_{o^{nc}}$ arvo muuttuu kitkakulman muuttuessa. Soft Soil mallilla pehmeitä savia mallinnettaessa $K_{o^{nc}}$ arvoa ei arvioida Jakyn yhtälöllä, vaan arvona käytetään mahdollisimman suurta arvoa. $K_{o^{nc}}$ maksimi-arvo riippuu kitkakulmasta, joten tässäkin tapauksessa arvo kasvaa, kun kitkakulmaa redusoidaan.

Taulukko L3.2a. Esimerkki, maakerrosten ominaisarvot

	Material model	Drainage type	φ' (°)	c' (kPa)	$K_{o^{nc}}$
Penger	Hardening Soil	Drained	36	0,1	0,41
Pehmeä savi	Soft Soil	Undrained	25	0,1	0,74

Taulukko L3.2b. Maakerrosten suunnitteluarvot stabiliteettilaskentavaiheessa (DA3)

	Material model	Drainage type	φ' (°)	c' (kPa)	$K_{o^{nc}}$
Penger	Hardening Soil	Drained	30,2 ($\gamma_f=1,25$)	0,1	0,50
Pehmeä savi	Soft Soil	Undrained	18,4 ($\gamma_f=1,40$)	0,1	0,85

Kokonaisvarmuustarkastelu

Kokonaisvarmuustarkastelussa laskentaperiaate on sama kuin edellä esitetty. Nyt kuormana käytetään kuorman ominaisarvoa ja kaikissa maakerroksissa käytetään samalla osavarmuudluvulla pienennettyjä lujuuksia. Materiaalikirjastoon voidaan luoda esimerkiksi maakerrokset, joiden lujuusparametreja on heikennetty kertoimilla 1,30 ja 1,50.

Jos laskentavaihe menee läpi $P_k=1,30$ kertoimella pienennetyillä parametreilla, penkereen kokonaisvarmuus on vähintään $F=1,30$. Tämän jälkeen lujuutta voidaan entisestään pienentää vaihtamalla kertoimella $P_k=1,50$ pienennetyt parametrit. Jos laskenta ei näillä parametreilla mene läpi, voidaan kokonaisvarmuus päätellä vaiheesta, jossa laskenta keskeytyy. Laskennan valmiusasteen ilmaisee $\Sigma Mstage$ -arvo. Jos laskenta keskeytyy esimerkiksi arvoon $\Sigma Mstage=0,58$, voidaan kokonaisvarmuus laskea yhtälöllä 3.1. Samalla tavalla voidaan laskea osavarmuustarkastelussa ODF.

$$F_{kok} = P_{k_{alku}} + ((P_{k_{loppu}} - P_{k_{alku}}) \times \Sigma Mstage) \quad (L3.1)$$

$$= 1,30 + ((1,50 - 1,30) \times 0,58) = 1,42$$

Tulosten arviointi

Tuloksista laskijan tulee varmistua, että liukupinnan sijainti on realistinen, eikä liukupinta sijoitu esimerkiksi pelkästään ojaluiskaan. Kun stabiliteettia lasketaan manuaalisesti heikentämällä maakerroksien lujuutta, laskijan tulee myös todeta, että liukupinta on riittävän pitkälle kehittynyt, eli että murtotila on tosiasiallisesti saavutettu. Yleensä tämä edellyttää, että penkereen painuma on stabiliteettilaskentavaiheessa vähintään 150...200 mm.

Louhinta- ja tiivistystärinän huomiointi

Penkereen läheisyydessä esiintyvän louhinta- tai tiivistystärinän vaikutus stabiliteettiin voidaan arvioida pseudostaattisella tarkastelulla, jossa laskentaohjelmassa määritellään tärinän aiheuttama vaakasuuntainen kiihtyvyys. Kiihtyvyyden arvoja on esitetty taulukossa L4.1. Tärinän suuruutta voidaan alustavasti arvioida julkaisun RIL 253-2010 Rakentamisen aiheuttamat tärinät mukaisesti. Rakennusvaiheessa voidaan tapauskohtaisesti edellyttää tärinän seuranta-mittauksia.

Taulukko L4.1 Tärinän aiheuttama vaakakiihtyvyys

Heilahdusnopeus (mm/s)	Liukupinnan pituus (m)		
	5	15	30
	Vaakakiihtyvyys (m/s ²)		
5	0,30	0,10	0,05
10	0,60	0,20	0,10
20	1,20	0,40	0,20

Taulukko L4.1 perustuu oletuksiin tyypillisistä tärinäaallon taajuuksista ja etenemisnopeuksista eri materiaaleissa, sekä aallonpituuden ja värähtelyn vaiheen suhteesta liukupinnan pituuteen.

Tärinän vaikutusta stabiliteettiin voidaan tarkastella tarkemmin esimerkiksi elementti-menetelmän avulla. Tarkkojen tarkastelujen käyttöä suositellaan erityisesti tapauksissa, missä tärinä on suurta ja toistuvaa, ja sillä arvioidaan olevan suuri vaikutus stabiliteettiin.

Louhinnasta radan läheisyydessä katso ohje Louhintatyöt rautatien läheisyydessä (LO 23/2012).

ISSN-L 1798-663X
ISSN 1798-6648
ISBN 978-952-317-629-4
www.liikennevirasto.fi

Liik
enne
vira
sto

Asiakirja on sähköisesti allekirjoitettu

Asian LIVI/9582/06.04.01/2018 asiakirja

Lista allekirjoittajista

Allekirjoittaja

Todennus